

**TUGAS AKHIR**

**ANALISA DAN DESAIN PONDASI YANG EFISIEN UNTUK  
PEMBANGUNAN GEDUNG BERTINGKAT MENGGUNAKAN  
*BOREPILE, SPUN PILE DAN SQUAREPILE***

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh  
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik  
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

**Disusun oleh :**

**EKKY SETIA FANI**

**NPM. 2007210217P**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL**

**FAKULTAS TEKNIK**

**UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA**

**MEDAN**

**2022**

## LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ekky Setia Fani

NPM : 2007210217P

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa dan desain pondasi yang efisien untuk pembangunan gedung bertingkat menggunakan *Borepile, Spun pile dan Square pile*

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA

PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, September 2022

Dosen Pembimbing

  
Tondi Amriyuh Putera, S.T., M.T

## LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ekky Setia Fani

NPM : 2007210217P

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa dan desain pondasi yang efisien untuk pembangunan gedung bertingkat menggunakan *Sorepile, Spun pile dan Squarepile*

Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2022

Mengetahui dan menyetujui

Dosen Pembimbing

  
Tondi Amriyati Putera, S.T., M.T

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

  
Assoe. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

  
Rizki Efrida ST, MT

Ketua Prodi Teknik Sipil

  
Assoe. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

## LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Ekky Setia Fani  
Tempat/Tanggal Lahir : Tanjung Jati / 14 Oktober 1998  
NPM : 2007210217P  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul “ Analisa dan desain pondasi yang efisien untuk pembangunan gedung bertingkat menggunakan *Borepile, Spun pile dan Squarepile*“.

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

Bila kemudian hari diduga adanya ketidak sesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia di proses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan untuk memverifikasi, dengan melakukan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kerjasama saya.

Demikian surat pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2022

Saya yang menyatakan,



Ekky Setia Fani

## ABSTRAK

### ANALISA DAN DESAIN PONDASI YANG EFISIEN UNTUK PEMBANGUNAN GEDUNG BERTINGKAT MENGGUNAKAN *BOREPILE, SPUN PILE DAN SQUAREPILE*

Ekky Setia Fani

2007210217P

Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T

Pemilihan pondasi sangat penting dalam struktur bangunan yaitu untuk dapat menahan beban dari bangunan itu sendiri, agar tak mengalami keruntuhan struktur. Perencanaan desain Analisa pondasi diperhitungkan berdasarkan hasil penyelidikan tanah yaitu berdasarkan *Standart Penetration Test* dengan mengambil 3 alternatif pondasi tiang yaitu *Borepile*, *Spun pile* dan *squarepile*. Tujuan penelitian ini untuk mengetahui nilai daya dukung tiang tunggal dan kelompok, penurunan (*settlement*), besarnya tahanan aksial ijin, besarnya tahanan lateral dan perbandingan berdasarkan metode *Analytical Hierarchy Process* dengan menggunakan perhitungan secara manual dan menggunakan program analisa struktur pondasi. Dari hasil analisa dan perhitungan yang dilakukan dengan membandingkan ketiga jenis tiang pancang diperoleh nilai daya dukung tiang tunggal dan kelompok tiang pondasi *Squarepile* memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan *Borepile* dan *Spun pile*. Nilai penurunan (*settlement*) *Borepile* lebih kecil dibandingkan dengan *Spun pile* dan *squarepile*. Besarnya tahanan aksial ijin *Squarepile* memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan *Borepile* dan *Spun pile*. Besarnya tahanan lateral ijin *Squarepile* memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan *Borepile* dan *Spun pile*. Berdasarkan *analytical Hierarchy process* (AHP) diperoleh bahwa fondasi terbaik yaitu *Square pile* dengan jumlah tiang sebanyak 4 buah.

**Kata kunci :** Pondasi, *borepile*, *Spun pile*, *Square pile*, Daya Dukung.

**ABSTRACT**  
**THE EFFICIENCY OF FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN FOR**  
**STORE BUILDING CONSTRUCTION USING BORE PILE, SPUN PILE**  
**AND SQUARE PILE**

Ekky Setia Fani  
2007210217P  
Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T

*The selection of the foundation is very important in the building structure, namely to be able to withstand the load of the building itself, so as not to experience structural collapse. Design planning Foundation analysis is calculated based on the results of soil investigations, namely based on the Standard Penetration Test by taking 3 alternative pile foundations, namely Borepile, Spun pile and squarepile. The purpose of this study was to determine the value of the carrying capacity of single piles and groups, settlement, the amount of allowable axial resistance, the amount of lateral resistance and comparisons based on the Analytical Hierarchy Process method using manual calculations and using foundation structure analysis programs. From the results of the analysis and calculations carried out by comparing the three types of piles, it is obtained that the value of the carrying capacity of single piles and groups of pile foundations Squarepile has a greater value than the Borepile and Spun piles. The settlement value of Borepile is smaller than that of Spun pile and squarepile. The amount of axial resistance allowed for Squarepile has a greater value than the Borepile and Spun pile. The amount of lateral resistance allowed Squarepile has a greater value than the Borepile and Spun pile. Based on the analytical Hierarchy process (AHP) it was found that the best foundation is Square pile with 4 piles*

**Keywords:** *Foundation, Borepile, Spunpile, Squarepile, Bearing Capacity.*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini Yang berjudul “Analisa dan desain pondasi yang efisien untuk pembangunan gedung bertingkat menggunakan *Bore pile, Spun pile dan Square pile*” Sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini, penulis mendapat banyak bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T Dosen Pembimbing Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara atas bimbingan, saran serta motivasi yang diberikan.
2. Bapak Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc selaku Dosen Pembimbing I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukkan kepada penulis dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Rizki Efrida ST, MT selaku Dosen Pembimbing 2 yang telah banyak memberikan koreksi dan masukkan kepada penulis dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.
4. Bapak Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Teristimewa untuk orang tua penulis Ayahanda Samingin dan Ibunda Anggita Soksen, serta Ayahanda Kuspriyadi dan Ibunda Wiwin Winariyati yang telah memberikan kasih sayang dan dukungan yang tidak ternilai kepada penulis sehingga penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini.
9. Terkhusus untuk Irfan Sabari yang telah memberikan motivasi dan dukungan dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir kepada penulis hingga selesai.
10. Didedikasikan untuk Roy Vebrianto yang telah memotivasi penulis dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga Laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, Oktober 2022



Ekky Setia Fani



## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR NOTASI	xvii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan Penelitian	4
1.5 Manfaat penelitian	4
1.6 Sistematika Penelitian	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Struktur Bawah (Pondasi)	6
2.3 Jenis-Jenis Pondasi	7
2.4 Pondasi tiang pancang	9
2.5 Penggolongan pondasi tiang pancang	11
2.6 Pondasi tiang pancang menurut cara pemasangannya	23
2.7 Pondasi tiang panang menurut cara mendukung beban	24
2.7 Pemilihan jenis struktur bawah (pondasi)	26
2.8 Momen Inersia Penampang	27
2.9 Penyelidikan Lapangan Dengan Standard Penetration Test (SPT)	27
2.10 Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal Dari Hasil SPT	29
2.11 Tiang Pancang Kelompok ( <i>Pile grup</i> )	30
2.12 Efisiensi dan Daya Dukung Pada Kelompok Tiang	32
2.13 Penurunan Tiang	40

2.14	Kapasitas Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang	44
2.15	Kapasitas Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang	46
2.16	Faktor Aman Pondasi Tiang	50
2.17	<i>Analytical Hierarchy Proses</i> (AHP)	50
2.18	Program Analisa Struktur Pondasi	57
<b>BAB 3 METODE PENELITIAN</b>		64
3.1	Umum	64
3.2	Data Perencanaan Struktur	65
	3.2.1 Fungsi dan Material Struktur	65
	3.2.2 Konfigurasi Bangunan	65
	3.2.3 Data SPT	67
	3.2.4 Pembebanan	67
	3.2.5 Respons Spektrum Desain	68
	3.2.6 Kombinasi Pembebanan	70
	3.2.7 <i>Output</i> Hasil Pembebanan	72
	3.2.8 Nilai korelasi	73
3.3	Analisa Perhitungan Manual	74
	3.3.1 Momen inersia penampang	74
	3.3.2 Kapasitas Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang	75
	3.3.3 Kapasitas Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang	75
	3.3.4 Efisiensi Tiang Group Pada Pondasi Tiang	75
	3.3.5 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	75
	3.3.6 Penurunan Pondasi Tiang Kelompok	76
3.4	Analisa Perhitungan Dengan Program Analisa Struktur	76
3.5	Analisa Perhitungan <i>Analytical Hierarchy Proses</i> (AHP)	76
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>		78
4.1	Hasil Perhitungan Analisa	78
4.2	Hasil Analisis Pada Titik 1	78
	4.2.1 Daya dukung pondasi tiang tunggal dan kelompok	78
	4.2.2 Penurunan/ <i>Settlement</i>	81
	4.2.3 Analisa Tahanan Aksial Izin	82
	4.2.5 Analisa Tahanan Lateral Izin	84

4.2.6	Analisa metode <i>Analytical Hierarchy Process</i>	87
4.3	Hasil Analisis Pada Titik 2	89
4.3.1	Daya dukung pondasi tiang tunggal dan kelompok	89
4.3.2	Penurunan/ <i>Settlement</i>	92
4.3.3	Analisa Tahanan Aksial Izin	93
4.2.7	Analisa Tahanan Lateral Izin	94
4.2.8	Analisa metode <i>Analytical Hierarchy Process</i>	97
BAB 5 PENUTUP		100
5.1	Kesimpulan	100
5.2	Saran	101
DAFTAR PUSTAKA		102
LAMPIRAN		

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jenis-jenis pondasi dangkal: (a) Pondasi memanjang, (b) Pondasi telapak, (c) Pondasi rakit (Hardiyatmo, H. C.,1996)	8
Gambar 2.2	Jenis-jenis pondasi dalam: (a) Pondasi sumuran, (b) Pondasi tiang	9
Gambar 2.3	Pondasi tiang pancang	11
Gambar 2.4	Tiang pancang kayu (Hardiyatmo, H. C.,2006)	11
Gambar 2.5	Sambungan-sambungan tiang di dalam tiang-pancang kayu (a) Dengan menggunakan selubung-muai logam dengan ujung-ujung yang dipotong dengan hati-hati untuk penyelesaian dan dukungan; (b) dengan menggunakan pelat-pelat sambungan.(Bowles, 1991).	13
Gambar 2.6	Perincian khusus dari tiang pancang beton pracetak (Bowles, J. E., 1991).	14
Gambar 2.7	Tiang beton Prategang (Precast Prestressed Concrete Pile) (Bowles, 1991)	16
Gambar 2.8	Tiang Standar Raimond.	17
Gambar 2.9	Tiang Franki.	17
Gambar 2.10	Tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya. (Hary Christady Hardiyatmo, 2020)	25
Gambar 2.11	(a) momen inersia penampang persegi, (b) momen inersia penampang lingkaran, (c) momen inersia penampang lingkaran berongga.	27
Gambar 2.12	Pola-pola kelompok tiang pancang khusus: (a) Untuk kaki tunggal, (b) Untuk dinding pondasi (Bowles, J. E., 1991)	30
Gambar 2.13	Jarak antar tiang dalam kelompok (Bowles, J. E., 1991)	31
Gambar 2.14	Pengaruh tiang akibat pemancangan (Sardjono, 1991)	32

Gambar 2.15	Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang pendek dan tiang panjang	34
Gambar 2.16	Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif (Broms)	34
Gambar 2.17	Mekanisme Keruntuhan tiang ujung jepit a. Tiang pendek, b. tiang sedang,	34
Gambar 2.18	Nilai $N_c$ berdasarkan grafik perbandingan $D/B$	35
Gambar 2.19	Kelompok tiang dalam tanah lempung (tanah kohesif) .(Hary Christady Hardiyatmo, 2020)	35
Gambar 2.20	Baris pada kelompok tiang	37
Gambar 2.21	Efisiensi kelompok tiang berdasarkan formula feld	38
Gambar 2.22	Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang pendek dan tiang panjang	47
Gambar 2.23	Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif (Broms)	48
Gambar 2.24	Mekanisme Keruntuhan tiang ujung jepit a. Tiang pendek, b. tiang sedang	49
Gambar 2.25	Kerangka Pengambilan Keputusan	52
Gambar 2.26	Pile Profile	59
Gambar 2.27	Pile Profile	59
Gambar 2.28	Pile Properties	60
Gambar 2.29	Pile Section Screen	60
Gambar 2.30	Load & Group	61
Gambar 2.31	Soil Properties	61
Gambar 2.32	Soil Parameter Screen	62
Gambar 2.33	Advanced Page	62
Gambar 2.34	Run Analisis	63
Gambar 2.35	Hasil Analisis	63
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	64
Gambar 3.2	Pemodelan bangunan struktur atas	66
Gambar 3.3	Denah struktur atas	66

Gambar 3.4	(a) Perencanaan pondasi pada titik tinjau 1, (b) Perencanaan pondasi pada titik tinjau 2	67
Gambar 3.5	Respons spektrum untuk kelas situs SC.	69
Gambar 3.6	Respons spektrum desain	69
Gambar 4.1	Kurva P-Y Spun pile tiang tunggal	85
Gambar 4.2	Kurva P-Y Bore pile tiang tunggal	85
Gambar 4.3	Kurva P-Y Square pile tiang tunggal	86
Gambar 4.4	Kurva P-Y Spun pile tiang tunggal	95
Gambar 4.5	Kurva P-Y Bore pile tiang tunggal	96
Gambar 4.6	Kurva P-Y Square pile tiang tunggal	96

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai koefisien $C_p$ (Vesic,1977)	42
Tabel 2.2	Nilai Poisson's Ratio Tanah, $\mu_s$ (T. William Lambe 7R.y. Whitman, 1969)	42
Tabel 2.3	Nilai Modulus Elastis, $E_s$ (H. F. Winterkom & Hsai Y. F, 1975)	42
Tabel 2.4	Koefisien tanah menurut L.Decourt	45
Tabel 2.5	Matriks Perbandingan Berpasangan	53
Tabel 2.6	Skala Penilaian Perbandingan Berpasangan	54
Tabel 2.7	Contoh Matriks Perbandingan Berpasangan	55
Tabel 2.8	Nilai random indeks	57
Tabel 3.1	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.	60
Tabel 3.2	Beban pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2020.	68
Tabel 3.3	Kombinasi pembebanan yang dilakukan dalam analisa perhitungan	72
Tabel 3.4	Output gaya-gaya dalam pada setiap kombinasi TITIK 1	73
Tabel 3.5	Output gaya-gaya dalam pada setiap kombinasi TITIK 2	73
Tabel 3.6	Nilai Empiris untuk $D_r$ , $\phi$ , $\gamma$ dari tanah berbutir berdasarkan nilai $N$ Koreksi (Bowles, 1977)	73
Tabel 3.7	Variasi korelasi $N$ -SPT dengan $c_u$ tanah lempung (Terzaghi dan Peck, 1967)	74
Tabel 4.1	Perbandingan daya dukung tiang tunggal berdasarkan perhitungan manual	78
Tabel 4.2	Perbandingan daya dukung tiang tunggal berdasarkan hasil output program analisa pondasi	79
Tabel 4.3	Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan perhitungan manual	80
Tabel 4.4	Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi.	81

Tabel 4.5	Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan perhitungan manual.	81
Tabel 4.6	Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi.	82
Tabel 4.7	Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan perhitungan manual	83
Tabel 4.8	Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi	83
Tabel 4.9	Perbandingan Nilai Tahanan Lateral Izin Pijin	84
Tabel 4.10	Matriks perbandingan kriteria daya dukung kelompok tiang	87
Tabel 4.11	Matriks perbandingan kriteria penurunan	87
Tabel 4.12	Matriks perbandingan kriteria Pijin	88
Tabel 4.13	Matriks perbandingan kriteria Hijin	88
Tabel 4.14	Hasil akhir perbandingan jenis pondasi terbaik	88
Tabel 4.15	Perbandingan daya dukung tiang tunggal berdasarkan perhitungan manual	89
Tabel 4.16	Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi.	90
Tabel 4.17	Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan perhitungan manual	91
Tabel 4.18	Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi.	91
Tabel 4.19	Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan perhitungan manual.	92
Tabel 4.20	Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi.	93
Tabel 4.21	Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan perhitungan manual	93
Tabel 4.22	Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan hasil output program analisa struktur pondasi	94
Tabel 4.23	Perbandingan Nilai Tahanan Lateral Izin Pijin	95
Tabel 4.24	Matriks perbandingan kriteria daya dukung kelompok tiang	97



Tabel 4.25 Matriks perbandingan kriteria penurunan	98
Tabel 4.26 Matriks perbandingan kriteria Pijin	98
Tabel 4.27 Matriks perbandingan kriteria Hijin	98
Tabel 4.28 Hasil akhir perbandingan jenis pondasi terbaik	99

## DAFTAR NOTASI

$Ab, Ap$	=	Luas penampang tiang
$B, Bg$	=	Lebar kelompok tiang
$c_b$	=	Kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang
$Cp$	=	koefisien empiris
$D$	=	Diameter
$Eg$	=	Efisiensi kelompok tiang
$Ep$	=	modulus elastis tiang
$Es$	=	modulus elastisitas tanah
$Iws$	=	faktor pengaruh
$Kp, p$	=	Keliling penampang tiang
$L$	=	Panjang tiang
$Lc$	=	Tebal / panjang tiang pada lapisan kohesif
$Li$	=	Tebal per lapisan
$Ls$	=	Tebal / panjang tiang pada lapisan non-kohesif
$m$	=	Jumlah baris tiang
$\bar{N}$	=	Nilai $N$ rata rata pada ujung tiang
$n$	=	Jumlah tiang dalam satu baris
$Nc$	=	Angka perlawanan SPT rata-rata pada lapisan kohesif
$Ns$	=	Angka perlawanan SPT rata-rata pada lapisan non-kohesif (blows)
$Nr$	=	Angka SPT rata-rata per lapisan
$PDA$	=	Pile Driving Analyzer
$Q$	=	Beban yang bekerja
$Qa, Qi$	=	Daya dukung tiang ijin
$Qb$	=	Daya dukung ujung tiang
$Qg$	=	Daya dukung kelompok tiang
$Qp$	=	Beban yang didukung ujung tiang
$qp$	=	kapasitas dukung batas di ujung tiang
$Qs$	=	Daya dukung selimut tiang
$Qu$	=	Daya dukung ultimit tiang

Qws	=	Kapasitas selimut tiang
s	=	Jarak antar pusat tiang
S	=	Penurunan total pondasi tiang tunggal
Sg	=	Penurunan kelompok tiang
Sijin	=	Penurunan yang diijinkan
Sp	=	penurunan dari ujung tiang
Sps	=	penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang
SPT	=	Standard Penetration Test
Ss	=	penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal
$\alpha$	=	koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang
$\mu_s$	=	poisson's ratio tanah
$\Theta$	=	Arc tg D/S, dalam derajat

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Definisi pondasi adalah bagian terbawah dari suatu bangunan (*sub structure*) yang menerima dan meneruskan seluruh beban-beban yang bekerja di bagian atasnya dengan segala efeknya, termasuk beban tidak tetap, gempa, angin, suara, yang kemudian diterima oleh suatu lapisan tanah sehingga diharapkan bangunan dalam kondisi aman.

Pondasi tiang merupakan tipe pondasi yang sering digunakan pada struktur bangunan yang membutuhkan daya dukung yang sangat besar, seperti Gedung bertingkat, jembatan dan lain-lain. Apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang aman untuk memikul berat bangunan serta beban yangbekerja di atasnya, atau apabila lapisan tanah yang mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang aman untuk memikul berat bangunan letaknya sangat dalam.

Masalah-masalah yang sering muncul pada saat pemancangan di antaranya yaitu pergerakan tanah di sekitar pondasi, kerusakan tiang, penghentian pemancangan serta pemilihan alat untuk pemancangan tiang. Mengingat hal-hal tersebut di atas, maka perencanaan struktur pondasi tiang sangat dipengaruhi oleh tata cara pelaksanaan pemancangan pondasi itu sendiri, keadaan lapisan tanah, bahan tiang pancang, bentuk tiang, sehingga perencanaan pondasi tiang pancang benarbenar memerlukan analisa yang efektif.

Ada dua metode yang biasa digunakan dalam penentuann kapasitas daya dukung tiang pancang yaitu dengan menggunakan metode statis dan metode dinamis. Penyelidikan tanah dengan menggunakan metode statis adalah penyelidikan sondir dan metode dinamis dengan *Standart Penetration Test* (SPT). Penyelidikan sondir bertujuan untuk mengetahui perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat tanah yang merupakan indikasi dari kekuatan daya dukung lapisan tanah dengan menggunakan rumus empiris. Penyelidikan *Standart Penetration Test* (SPT) bertujuan untuk mendapatkan nilai N yang menunjukkan tingkat

kepadatan tanah dan hasil boring yang mendapatkan gambaran lapisan tanah berdasarkan jenis dan warna tanah melalui pengamatan secara visual sifat-sifat tanah serta karakteristik tanah

Untuk hal ini penulis mencoba mengkosentrasikan tugas akhir ini kepada permasalahan pondasi dalam yaitu adanya perbedaan diameter dan panjang pondasi tiang yang berada dalam satu *pile cap*. Berdasarkan latar belakang masalah diatas, maka penulis tertarik untuk membuat judul tugas akhir dengan judul **Analisa Dan Desain Pondasi Yang Efisien Untuk Pembangunan Gedung Bertingkat Menggunakan *Bore pile, Spun pile Dan Square pile***.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Adapun rumusan masalah yang dibahas dalam penulisan laporan tugas akhir ini adalah :

1. Berapa nilai daya dukung ultimit tiang tunggal dan kelompok pada jenis pondasi *Bore pile, Spun pile dan Square pile*?
2. Berapa penurunan (*settlement*) pada jenis pondasi *Bore pile, Spun pile dan Square pile*?
3. Berapa besarnya tahanan aksial ijin yang terjadi pada pondasi *Bore pile, Spun pile dan Square pile*?
4. Berapa besarnya tahanan lateral ijin yang terjadi pada pondasi *Bore pile, Spun pile dan Square pile*?
5. Bagaimana perbandingan pondasi *Bore pile, Spun pile dan Square pile* berdasarkan metode *Analytical Hierarchy Process*?

## **1.3 Batasan Masalah**

Mengingat luasnya permasalahan dan dengan keterbatasan waktu, maka perlu pembatasan masalah dalam penelitian ini. Adapun batasan masalah yang ditetapkan yaitu sebagai berikut:

1. Struktur pondasi yang dianalisa merupakan :
  - a. Struktur pondasi dalam berupa tiang-tiang pancang
  - b. Jenis tiang yang dianalisa yaitu *Bore pile, Spun pile dan Square pile*.

- c. Perhitungan perencanaan dihitung dengan panjang dan momen inersia penampang yang sama.
  - d. Hanya memperhitungkan struktur pondasi yaitu pondasi dalam yang direncanakan.
  - e. Tiang pondasi diasumsikan sebagai ujung bebas.
  - f. Dilakukan analisa sampai pada batas aman dan ekonomis.
2. Perencanaan struktur pondasi, pembebanan serta reduksi kekuatan dianalisa berdasarkan:
    - a. Tata cara perencanaan bangunan gedung baja struktural berdasarkan SNI 1729:2020.
    - b. Tata cara perencanaan beton struktural untuk bangunan gedung berdasarkan SNI 2847:2019.
    - c. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung berdasarkan SNI 1727:2020.
    - d. Beban gempa untuk gedung direncanakan menggunakan Standard Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2019
    - e. Persyaratan perancangan geoteknik SNI 8460:2017
    - f. Baja tulangan beton SNI 2052:2017
  3. Analisa menggunakan alat bantu program yaitu :
    - a. Program analisa struktur gedung, untuk menganalisa struktur atas sebagai tahap awal analisa serta mendapatkan *output* yang digunakan dalam perhitungan berikutnya.
    - b. PUSKIM PUPR 2019 untuk mendapatkan data rekaman gempa
    - c. Excel 2016, untuk menganalisa perhitungan secara manual.
    - d. Program analisa struktur pondasi , untuk menganalisa tiang pondasi secara 3D.
  4. Parameter yang ditinjau adalah :
    - a. *Output* beban berdasarkan hasil perhitungan Program analisa Struktur
    - b. Analisa daya dukung tanah terhadap tiang tunggal dan kelompok tiang
    - c. Analisa penurunan (*settlement*) terhadap tiang tunggal dan kelompok tiang

- d. Analisa perhitungan kekuatan tiang yang ditinjau berdasarkan tahanan aksial
- e. Analisa perhitungan kekuatan tiang yang ditinjau berdasarkan tahanan lateral.
- f. Analisa perhitungan kontrol daya dukung izin tiang.

#### **1.4 Tujuan Penelitian**

Adapun tujuan yang dibahas dalam penulisan laporan tugas akhir ini adalah:

1. Mengetahui nilai daya dukung ultimit tiang tunggal dan kelompok pada jenis pondasi *Bore pile*, *Spun pile* dan *Square pile*
2. Mengetahui penurunan (*settlement*) pada jenis pondasi *Bore pile*, *Spun pile* dan *Square pile*
3. Mengetahui besarnya tahanan aksial ijin yang terjadi pada pondasi *Bore pile*, *Spun pile* dan *Square pile*
4. Mengetahui besarnya tahanan lateral ijin yang terjadi pada pondasi *Bore pile*, *Spun pile* dan *Square pile*
5. Mengetahui perbandingan pondasi *Bore pile*, *Spun pile* dan *Square pile* berdasarkan metode *Analytical Hierarchy Process*

#### **1.5 Manfaat penelitian**

Dari hasil analisa perhitungan yang dilakukan maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan pondasi yang efisien untuk pembangunan gedung bertingkat dengan membandingkan beberapa jenis tiang pondasi. Sebagai bahan referensi bagi yang membacanya khususnya bagi mahasiswa teknik sipil yang menghadapi masalah yang sama. Serta topik ini diangkat agar semakin menguasai ilmu dan keterampilan mengenai struktur bawah gedung bertingkat serta mampu menerapkannya di dunia kerja.

## **1.6 Sistematika Penelitian**

Adapun sistematika penulisan yang digunakan pada laporan Tugas Akhir ini sebagai berikut:

### **BAB 1 PENDAHULUAN**

Bab ini akan menguraikan penjelasan tentang latar belakang, rumusan masalah, batasan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan.

### **BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA**

Bab ini berisi dasar teori, rumus, dan segala sesuatu yang digunakan untuk menyelesaikan laporan tugas akhir ini, yang diperoleh dari buku literatur, tulisan ilmiah, website, dan hasil penulisan sebelumnya.

### **BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN**

Bab ini akan menampilkan bagaimana metodologi penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara pemodelan dan perhitungan dengan menggunakan program analisa struktur

### **BAB 4 ANALISA PERHITUNGAN**

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisis pemodelan bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

### **BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN**

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan penulisan laporan tugas akhir ini dan saran saran yang dapat diterima penulis agar lebih baik lagi kedepannya.



## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Pada bab ini akan dibahas mengenai studi dari penelitian sebelumnya serta syarat-syarat/ ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti jenis pondasi, daya dukung pondasi, efisiensi kelompok tiang, penurunan tiang tunggal dan kelompok serta teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

#### **2.2 Struktur Bawah (Pondasi)**

pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk tujuan itu pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar, seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain-lain tanpa mengakibatkan terjadi keruntuhan geser tanah dan penurunan (*settlement*) tanah / pondasi yang berlebihan.

(Ramli, 2006) menyatakan bahwa pondasi merupakan bagian bangunan yang menghubungkan bangunan dengan tanah yang menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban hidup dan gaya – gaya luar terhadap gedung seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain – lain. Tanah harus mampu memikul dari setiap konstruksi teknik yang diletakkan pada tanah tersebut tanpa kegagalan geser (*shearfailure*) dan dengan penurunan (*settlement*) yang dapat ditolerir untuk konstruksi tersebut (Kusumah & Hartono, 2018).

Khusus untuk bangunan yang besar dan bangunan yang lebih banyak menerima beban dinamis, maka pondasi tiang menjadi alternatif yang tepat untuk mengatasinya. Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah yang kuat teletak sangat dalam (Hary Christady Hardiyatmo, 2020). Sedangkan menurut (Sardjono, 1991) pondasi tiang berfungsi memindahkan

beban di atasnya (*upper structure*) kelapisan yang lebih dalam. Untuk konstruksi beban berat (*high-rise building*) biasanya jenis pondasi dalam adalah menjadi pilihan dan secara umum permasalahan perencanaan pondasi dalam akan lebih rumit.

### 2.3 Jenis-Jenis Pondasi

Sebagai penyalur beban yang berada di atasnya ke lapisan tanah, pondasi harus dirancang agar mampu mendukung pembebanan maksimum. Dalam perencanaannya, pondasi sangat dipengaruhi oleh sifat tanah dan kemampuan daya dukung tanah. Untuk menghasilkan bangunan yang kokoh, pondasi juga harus direncanakan dan dikerjakan dengan hati-hati. Pondasi harus diperhitungkan sedemikian rupa baik dari segi ukuran, kekuatan, dan kualitas material.

Umumnya kondisi tanah dasar pondasi mempunyai karakteristik yang sangat bervariasi. Berbagai parameter yang mempengaruhi karakteristik tanah antara lain, pengaruh muka air tanah mengakibatkan berat volume tanah terendam air berbeda dengan tanah tidak terendam air meskipun untuk jenis tanah yang sama. Jenis tanah juga berpengaruh, seperti tanah lempung yang mempunyai karakteristik fisik dan mekanik berkelainan dengan tanah pasir, sehingga memberikan nilai kuat dukung tanah yang berbeda-beda pula.

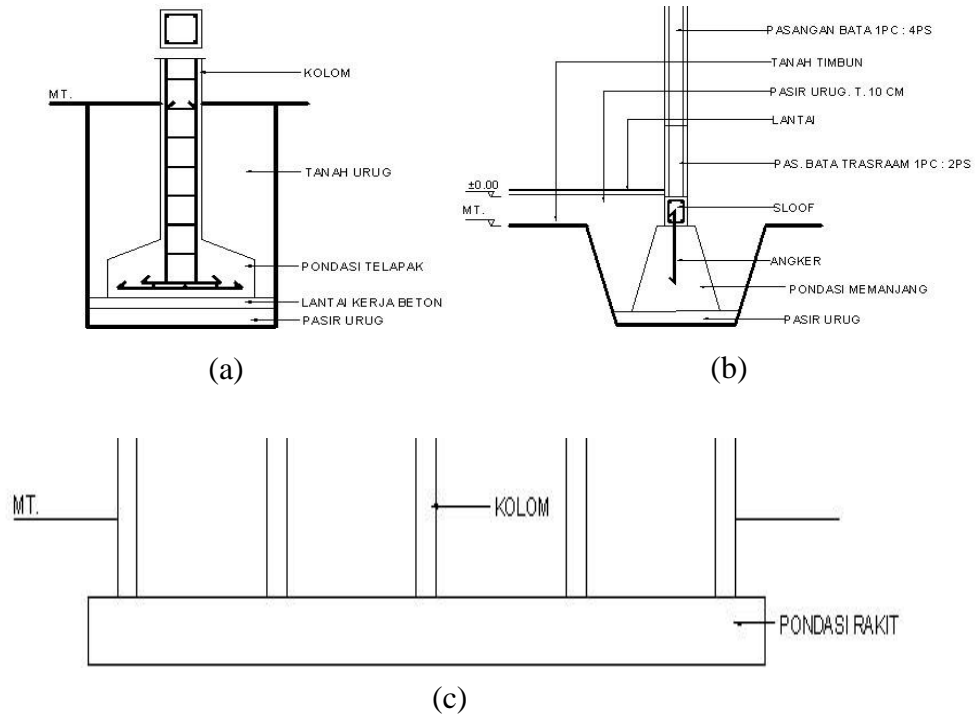
Secara garis besar pondasi dibagi menjadi dua jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

#### 1. Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah pondasi yang mendukung beban secara langsung seperti:

- Pondasi telapak yaitu pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom (Gambar 2.1.a);
- Pondasi memanjang yaitu pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak isinya akan terhimpit satu sama lainnya (Gambar 2.1.b);
- Pondasi rakit (*raft foundation*) yaitu pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga

bila dipakai pondasi telapak, sisi-sisinya berhimpit satu sama lainnya (Gambar 2.1.c).

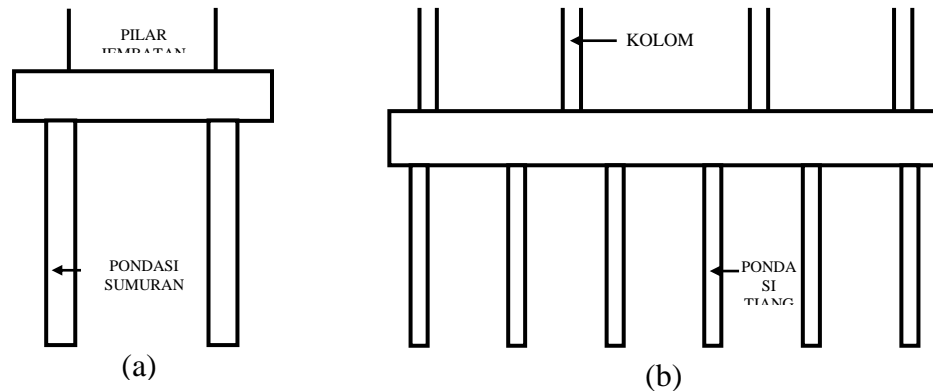


Gambar 2.1: Jenis-jenis pondasi dangkal: (a) Pondasi memanjang, (b) Pondasi telapak, (c) Pondasi rakit (Hardiyatmo, H. C., 1996)

## 2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

- Pondasi sumuran (*pier foundation*) yaitu pondasi yang merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang (Gambar 2.2.a), digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, keterangan pondasi sumuran  $D_f/B > 4$  sedangkan pondasi dangkal  $D_f/B \leq 1$ , kedalaman ( $D_f$ ) dan lebar ( $B$ ).
- Pondasi tiang (*pile foundation*), digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam (Gambar 2.2.b). Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran (Bowles, 1991).



Gambar 2.2: Jenis-jenis pondasi dalam: (a) Pondasi sumuran, (b) Pondasi tiang

Pondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 (tiga) kategori sebagai berikut:

1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (ujung tertutup).
2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) adalah sama seperti tiang kategori pertama hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya: tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang ujung terbuka, tiang baja H, tiang baja bulat ujung terbuka, tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) Terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang atau dicor beton). (Hary Christady Hardiyatmo, 2020)

## 2.4 Pondasi tiang pancang

Tiang pancang adalah Pondasi tiang yang dibuat dari kayu, beton, dan atau baja, yang digunakan untuk meneruskan (mentransmisikan) beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah (Bowles, 1991). Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada dibawah dasar bangunan tidak mempunyai daya

dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1991) . Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman > 8 m (Bowles, 1991).

Fungsi dan kegunaan dari pondasi tiang pancang adalah untuk memindahkan atau mentransfer beban-beban dari konstruksi di atasnya (*upper structure*) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam. Dalam pelaksanaan pemancangan pada umumnya dipancang tegak lurus dalam tanah, tetapi ada juga dipancang miring (*battle pile*) untuk dapat menahan gaya-gaya horizontal yang bekerja. Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang tergantung dari alat yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencanaannya. Tiang Pancang umumnya digunakan untuk:

1. Untuk mengangkat beban-beban konstruksi diatas tanah kedalam atau melalui sebuah stratum/lapisan tanah. Didalam hal ini beban vertikal dan beban lateral boleh jadi terlibat;
2. Untuk menentang gaya desakan keatas, gaya guling, seperti untuk telapak ruangan bawah tanah dibawah bidang batas air jenuh atau untuk menopang kaki-kaki menara terhadap guling;
3. Memampatkan endapan-endapan tak berkoheisi yang bebas lepas melalui kombinasi perpindahan isi tiang pancang dan getaran dorongan. Tiang pancang ini dapat ditarik keluar kemudian;
4. Mengontrol lendutan/penurunan bila kaki-kaki yang tersebar atau telapak berada pada tanah tepi atau didasari oleh sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi;
5. Membuat tanah dibawah pondasi mesin menjadi kaku untuk mengontrol amplitudo getaran dan frekuensi alamiah dari sistem tersebut;
6. Sebagai faktor keamanan tambahan dibawah tumpuan jembatan dan atau pir, khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial;
7. Dalam konstruksi lepas pantai untuk meneruskan beban-beban diatas permukaan air melalui air dan kedalam tanah yang mendasari air tersebut. Hal seperti ini adalah mengenai tiang pancang yang ditanamkan sebagian



Pemakaian tiang pancang kayu ini adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi. Tiang kayu akan tahan lama dan tidak mudah busuk apabila tiang kayu tersebut dalam keadaan selalu terendam penuh di bawah muka air tanah. Tiang pancang dari kayu akan lebih cepat rusak atau busuk apabila dalam keadaan kering dan basah yang selalu berganti-ganti. Sedangkan pengawetan serta pemakaian obat-obatan pengawet untuk kayu hanya akan menunda atau memperlambat kerusakan daripada kayu, akan tetapi tetap tidak akan dapat melindungi untuk seterusnya. Pada pemakaian tiang pancang kayu ini biasanya tidak diijinkan untuk menahan muatan lebih besar dari 25 sampai 30 ton untuk setiap tiang.

Tiang pancang kayu ini sangat cocok untuk daerah rawa dan daerah-daerah keterangan sangat banyak terdapat hutan kayu seperti daerah Kalimantan, sehingga mudah memperoleh balok/tiang kayu yang panjang dan lurus dengan diameter yang cukup besar untuk digunakan sebagai tiang pancang.

Keuntungan pemakaian tiang pancang kayu:

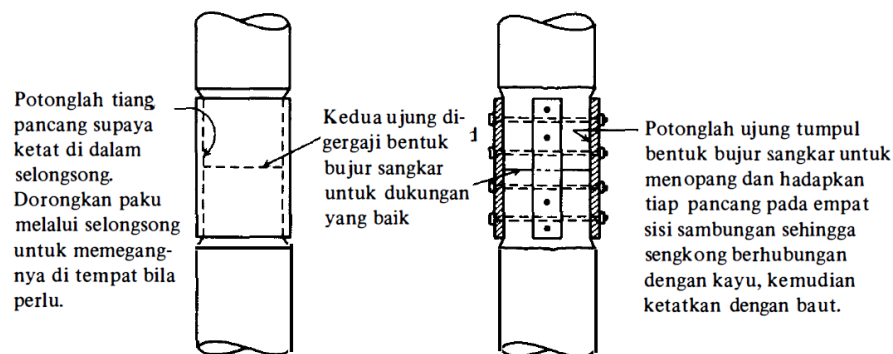
- Tiang pancang dari kayu relatif lebih ringan sehingga mudah dalam pengangkutan;
- Kekuatan tarik besar sehingga pada waktu pengangkatan untuk pemancangan tidak menimbulkan kesulitan seperti misalnya pada tiang pancang beton *precast*;
- Mudah untuk pemotongannya apabila tiang kayu ini sudah tidak dapat masuk lagi ke dalam tanah;
- Tiang pancang kayu ini lebih baik untuk *friction pile* dari pada untuk *end bearing pile* sebab tegangan tekanannya relatif kecil;
- Karena tiang kayu ini *relative flexible* terhadap arah horizontal di bandingkan dengan tiang-tiang pancang selain dari kayu, maka apabila tiang menerima beban horizontal yang tidak tetap, tiang pancang kayu ini akan melentur dan segera kembali ke posisi setelah beban horizontal tersebut hilang.

Kerugian pemakaian tiang pancang kayu:

- Karena tiang pancang ini harus selalu terletak di bawah muka air tanah yang terendah agar dapat tahan lama, maka kalau air tanah yang terendah

itu letaknya sangat dalam, hal ini akan menambah biaya untuk penggalian;

- Tiang pancang yang di buat dari kayu mempunyai umur yang relatif kecil di bandingkan dengan tiang pancang yang di buat dari baja atau beton terutama pada daerah yang muka air tanahnya sering naik dan turun;
- Pada waktu pemancangan pada tanah yang berbatu (*gravel*) ujung tiang pancang kayu dapat berbentuk berupa sapu atau dapat pula ujung tiang tersebut hancur;
- Apabila tiang kayu tersebut kurang lurus, maka pada waktu dipancangan akan menyebabkan penyimpangan terhadap arah yang telah ditentukan;
- Tiang pancang kayu tidak tahan terhadap benda-benda yang agresif dan jamur yang menyebabkan kebusukan.



Gambar 2.5: Sambungan-sambungan tiang di dalam tiang-pancang kayu (a) Dengan menggunakan selubung-muai logam dengan ujung-ujung yang dipotong dengan hati-hati untuk penyelesaian dan dukungan ; (b) dengan menggunakan pelat-pelat sambungan.(Bowles, 1991).

#### b. Tiang pancang beton

Tiang pancang jenis ini terbuat dari beton seperti biasanya. Tiang pancang ini dapat dibagi dalam 3 macam berdasarkan cara pembuatannya (Bowles, 1991), yaitu:

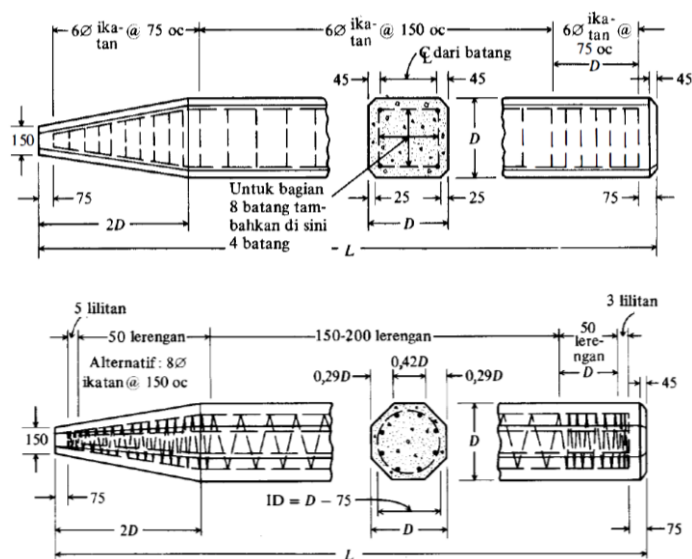
##### 1) (*Precast Reinforced Concrete Pile*)

*Precast Reinforced Concrete Pile* adalah tiang pancang beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan beton (bekisting) yang setelah cukup keras



kemudian diangkat dan dipancangkan. Karena tegangan tarik beton kecil dan praktis dianggap sama dengan nol, sedangkan berat sendiri beton besar, maka tiang pancang ini harus diberikan penulangan yang cukup kuat untuk menahan momen lentur yang akan timbul pada waktu pengangkatan dan pemancangan.

Tiang pancang ini dapat memikul beban yang lebih besar dari 50 ton untuk setiap tiang, hal ini tergantung pada jenis beton dan dimensinya. *Precast Reinforced Concrete Pile* penampangnya dapat berupa lingkaran, segi empat, segi delapan dapat dilihat pada (Gambar 2.6).



Gambar 2.6: Perincian khusus dari tiang pancang beton pracetak (Bowles, J. E., 1991).

Adapun keuntungan dan kerugian dari pemakaian tiang beton pracetak (*Precast Concrete Reinforced Pile*) yaitu :

Keuntungan pemakaian tiang beton pracetak :

- *Precast Concrete Reinforced Pile* ini mempunyai tegangan tekan yang besar, hal ini tergantung dari mutu beton yang di gunakan;
- Tiang pancang ini dapat di hitung baik sebagai *end bearing pile* maupun *friction pile*;
- Karena tiang pancang beton ini tidak berpengaruh oleh tinggi muka air tanah seperti tiang pancang kayu

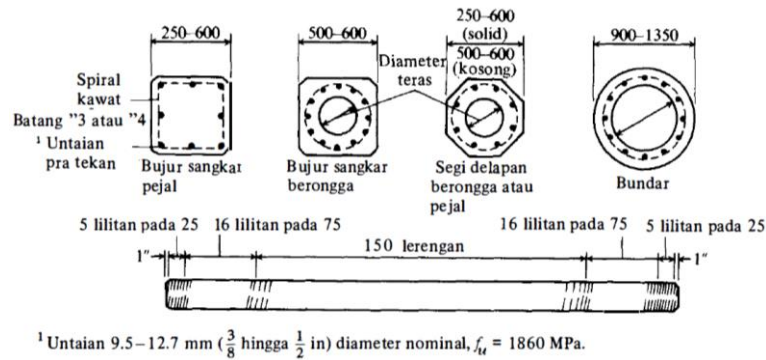
- Tiang pancang beton ini tidak memerlukan galian tanah yang banyak untuk *pore (pile cap)*;
- Tiang pancang beton dapat tahan lama sekali, serta tahan terhadap pengaruh air maupun bahan-bahan yang *corrosive* asal beton deckingnya cukup tebal untuk melindungi tulangnya.

Kerugian pemakaian tiang beton pracetak :

- Karena berat sendirinya maka transportnya akan mahal, oleh karena itu *Precast reinforced concrete pile* ini di buat di lokasi pekerjaan;
- Tiang pancang ini di pancangkan setelah cukup keras, hal ini berarti memerlukan waktu yang lama untuk menunggu sampai tiang beton ini dapat dipergunakan;
- Bila memerlukan pemotongan maka dalam pelaksanaannya akan lebih sulit dan memerlukan waktu yang lama;
- Bila panjang tiang pancang kurang, karena panjang dari tiang pancang ini tergantung dari pada alat pancang (*pile driving*) yang tersedia maka
- Untuk melakukan panyambungan agak sukar dan memerlukan alat penyambung khusus.
- Peggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah;
- Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar; (Hary Christady Hardiyatmo, 2020)

## 2) Tiang beton Prategang (*Precast Prestressed Concrete Pile*)

Tiang pancang *Precast Prestressed Concrete Pile* adalah tiang pancang beton yang dalam pelaksanaan pencetakannya sama seperti pembuatan beton prestess, yaitu dengan menarik besi tulangnya sebagai gaya prategangnya ketika dicor dan dilepaskan setelah beton mengeras seperti dalam (Gambar 2.7). Untuk tiang pancang jenis ini biasanya dibuat oleh pabrik yang khusus membuat tiang pancang, untuk ukuran dan panjangnya dapat dipesan langsung sesuai dengan yang diperlukan.



Gambar 2.7: Tiang beton Prategang (*Precast Prestressed Concrete Pile*) (Bowles, 1991)

Adapun keuntungan dan kerugian dari pemakaian tiang beton prategang (*Precast Concrete Prestressed Pile*) yaitu :

Keuntungan pemakaian *Precast prestressed concrete pile*:

- Kapasitas beban pondasi yang dipikulnya tinggi;
- Tiang pancang tahan terhadap karat;
- Kemungkinan terjadinya pemancangan keras dapat terjadi.

Kerugian pemakaian *Precast prestressed concrete pile*

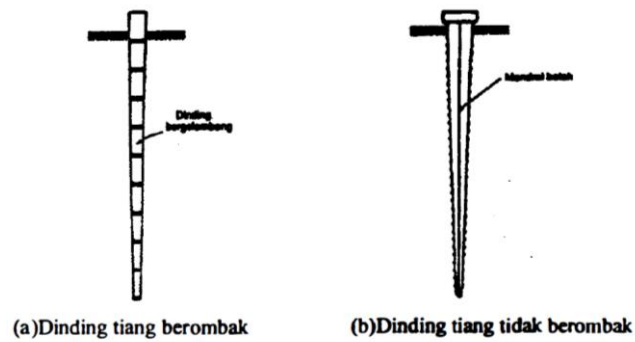
- Pondasi tiang pancang sukar untuk ditangani;
- Biaya permulaan dari pembuatannya tinggi;
- Pergeseran cukup banyak sehingga prategang sukar untuk disambung.

### 3) Tiang Beton Cetak di Tempat (*Cast in Place Pile*)

*Cast in Place pile* merupakan tiang pancang yang dicor ditempat dengan cara membuat lubang ditanah terlebih dahulu dengan cara melakukan pengeboran. Lobang tersebut dapat dibor (seperti di dalam kaison), tapi lebih sering dibentuk dengan memancarkan sebuah sel (*shell*) atau corong ke dalam tanah. Pada *Cast in Place* ini dapat dilakukan dengan 2 cara (Hardiyatmo, H. C.,2006) yaitu :

#### a) Tiang yang berselubung pipa

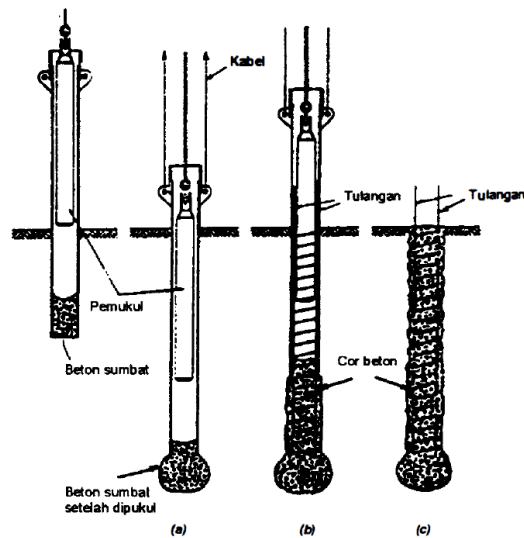
Pada tiang yang berselubung pipa, pipa baja dipancang lebih dulu ke dalam tanah. Kemudian, ke dalam lubang dimasukkan adukan beton. Pada akhirnya nanti, pipa besi tetap tinggal di dalam tanah . Termasuk jenis tiang ini adalah tiang Standar Raimond. (Gambar 2.8).



Gambar 2.8: Tiang Standar Raimond.

b) Tiang yang tidak berselubung pipa

Pada tiang yang tidak berselubung pipa, pipa baja yang berlubang dipancang lebih dulu ke dalam tanah. Kemudian ke dalam lubangnya dimasukkan adukan beton dan pipa ditarik keluar ketika atau sesudah pengecoran. Termasuk jenis tiang ini adalah tiang Franki (Gambar 2.9).



Gambar 2.9: Tiang Franki.

Pelaksanaan pemasangan tiang Franki adalah Mula-mula pipa baja dipancang ke dalam tanah dengan kedalaman yang tak begitu dalam. Kemudian, adukan beton dengan faktor air semen rendah, diisikan ke dalam dasar lubang sehingga membentuk sumbat di ujung tiang. Sumbat beton ini dipukul dengan pemukul yang dapat masuk ke dalam pipa. Selama proses

pemukulan, sumbat beton menjadi satu kesatuan dengan pipa. Setelah pipa mencapai kedalaman yang dikehendaki, pipa ditahan agar tidak dapat turun, dan beton sumbat dipukul hingga keluar dari pipa. Setelah itu, beton dicorkan ke dalam pipa. Beton sumbat yang ketuar dari pipa bawah, diusahakan membentuk gelembung.

Adapun keuntungan dan kerugian dari pemakaian tiang beton *cast in pile* Franki yaitu:

Keuntungan pemakaian tiang Franki:

- Panjang tiang dapat disesuaikan dengan kondisi tanah;
- Pembesaran ujung tiang menambah kapasitas dukung tanah;
- Penulangan tidak dipengaruhi oleh masalah pengangkutan atau tegangan yang timbul akibat pemancangan;
- Tiang dapat dipancang dengan ujung yang tertutup hingga tidak dipengaruhi air tanah;
- Gangguan suara dan getaran dapat direduksi dengan menggunakan cara tertentu.

Kerugian pemakaian tiang Franki:

- Kenaikan permukaan tanah akibat pemancangan dapat merugikan bangunan di sekitarnya;
- Gangguan tanah dapat mengakibatkan rekonsolidasi dan timbulnya gaya gesek dinding negatif pada tiang sehingga mengurangi kapasitas dukungnya;
- Pemancangan dapat mengakibatkan terangkatnya tiang yang telah lebih dulu dipancang;
- Mutu beton tidak dapat diketahui setelah selesai pelaksanaan;
- Mutu beton dapat berkurang akibat pengaruh air pada penarikan pipa selubung;
- Panjang tiang terbatas oleh gaya tarik maksimum yang dapat dilakukan pada waktu menarik pipa selubung;
- Tiang tidak dapat dipancang dengan diameter yang besar;
- Pemancangan menimbulkan suara keras, getaran yang timbul dan deformasi tanah dapat membahayakan bangunan di sekitarnya.

c. Tiang pancang baja

Jenis-jenis tiang pancang baja ini biasanya berbentuk H yang digiling atau merupakan tiang pancang pipa. Balok yang mempunyai flens lebar (*wide-flange beam*) atau balok-1 dapat juga digunakan ; tapi, bentuk H khususnya dibuat sebanding untuk menahan tegangan pancangan yang keras yang mungkin dialami oleh tiang-pancang tersebut. Dalam tiang-pancang H flens dan badan mempunyai tebal yang sama; bentuk WF yang standar dan bentuk H biasanya mempunyai badan yang lebih tipis dari flens.

Tiang pancang H adalah tiang pancang yang memiliki perpindahan volume yang kecil karena daerah penampangnya tidak terlalu besar. Suatu sumbat cenderung terbentuk di antara flens-flens pada kedalaman yang lebih besar, meskipun demikian, sehingga beberapa meter bagian dasarnya dapat mencetak kembali tanah sebesar volume sumbat. Sebuah pipa yang ujungnya terbuka juga dianggap sebuah pipa yang memiliki perpindahan volume yang kecil, meskipun demikian, suatu sumbat juga terbentuk dibagian dalamnya dengan kedalaman satu meter atau lebih dibawah level permukaan di luar-barangkali dari kombinasi gesekan keliling di bagian dalam 'sumbat' tersebut menstabilkan (tidak kelihatan selama pemancangan karena gangguan palu dan tutup tiang pancang) sampai ke dalaman pamancangan terakhir, tanah bagian yang lebih bawah mungkin tercetak kembali berdasarkan pada volume sumbat dan bukan daerah pipanya.

Pada umumnya tiang pancang baja akan berkarat di bagian atas yang dekat dengan permukaan tanah. Hal ini disebabkan karena *Aerated-Condition* ( keadaan udara pada pori-pori tanah ) pada lapisan tanah tersebut dan adanya bahan-bahan organis dari air tanah. Hal ini dapat ditanggulangi dengan memoles tiang baja tersebut dengan ter (*coaltar*) atau dengan sarung beton sekurang-kurangnya 20'' ( $\pm 60$  cm ) dari muka air tanah terendah. Karat/korosi yang terjadi karena udara (*atmosphere corrosion*) pada bagian tiang yang terletak di atas tanah dapat dicegah dengan pengecatan seperti pada konstruksi baja biasa.

Adapun keuntungan dan kerugian dari pemakaian tiang pancang baja yaitu :

Keuntungan pemakaian tiang pancang baja:

- Tiang pancang ini mudah dalam hal penyambungannya;
- Tiang pancang ini memiliki kapasitas daya dukung yang tinggi;

- Dalam hal pengangkatan dan pemancangan tidak menimbulkan bahaya patah.

Kerugian pemakaian tiang pancang baja:

- Tiang pancang ini mudah mengalami korosi;
- Bagian H pile dapat rusak atau di bengkokan oleh rintangan besar.

d. Tiang pancang komposit

Tiang pancang komposit adalah tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan satu tiang. Kadang-kadang pondasi tiang dibentuk dengan menghubungkan bagian atas dan bagian bawah tiang dengan bahan yang berbeda, misalnya dengan bahan beton di atas muka air tanah dan bahan kayu tanpa perlakuan apapun disebelah bawahnya. Biaya dan kesulitan yang timbul dalam pembuatan sambungan menyebabkan cara ini diabaikan. Berikut 5 tipe tiang pancang komposit yang umum dipakai

1) *Water Proofed Steel and Wood Pile*

Tiang ini terdiri dari tiang pancang kayu untuk bagian yang di bawah permukaan air tanah sedangkan bagian atas adalah beton. Kita telah mengetahui bahwa kayu akan tahan lama/awet bila terendam air, karena itu bahan kayu disini diletakan di bagian bawah yang mana selalu terletak dibawah air tanah. Kelemahan tiang ini adalah pada tempat sambungan apabila tiang pancang ini menerima gaya horizontal yang permanen. Adapun cara pelaksanaanya secara singkat sebagai berikut:

- a) *Casing* dan *core* (inti) dipancang bersama-sama dalam tanah hingga mencapai kedalaman yang telah ditentukan untuk meletakan tiang pancang kayu tersebut dan ini harus terletak dibawah muka air tanah yang terendah;
- b) Kemudian *core* ditarik keatas dan tiang pancang kayu dimasukan dalam casing dan terus dipancang sampai mencapai lapisan tanah keras;
- c) Secara mencapai lapisan tanah keras pemancangan dihentikan dan core ditarik keluar dari *casing*. Kemudian beton dicor kedalam casing sampai penuh terus dipadatkan dengan menumbukkan *core* ke dalam casing.

2) *Composite Dropped in – Shell and Wood Pile*

Tipe tiang ini hampir sama dengan tipe diatas hanya bedanya di sini memakai *shell* yang terbuat dari bahan logam tipis permukaannya di beri alur spiral. Secara singkat pelaksanaanya sebagai berikut:

- a) *Casing* dan *core* dipancang bersama-sama sampai mencapai kedalaman yang telah ditentukan di bawah muka air tanah;
- b) Setelah mencapai kedalaman yang dimaksud *core* ditarik keluar dari casing dan tiang pancang kayu dimasukkan dalam casing terus dipancang sampai mencapai lapisan tanah keras. Pada pemancangan tiang pancang kayu ini harus diperhatikan benar-benar agar kepala tiang tidak rusak atau pecah;
- c) Setelah mencapai lapisan tanah keras *core* ditarik keluar lagi dari *casing*;
- d) Kemudian *shell* berbentuk pipa yang diberi alur spiral dimasukkan dalam casing. Pada ujung bagian bawah shell dipasang tulangan berbentuk sangkar yang mana tulangan ini dibentuk sedemikian rupa sehingga dapat masuk pada ujung atas tiang pancang kayu tersebut;
- e) Beton kemudian dicor kedalam shell. Setelah *shell* cukup penuh dan padat *casing* ditarik keluar sambil shell yang telah terisi beton tadi ditahan terisi beton tadi ditahan dengan cara meletakkan *core* diujung atas shell.

### 3) *Composit Ungased – Concrete and Wood Pile*

Dasar pemilihan tiang komposit tipe ini adalah:

- Lapisan tanah keras dalam sekali letaknya sehingga tidak memungkinkan untuk menggunakan *cast in place concrete pile*, sedangkan kalau menggunakan precast concrete pile terlalu panjang, akibatnya akan susah dalam transport dan mahal;
- Muka air tanah terendah sangat dalam sehingga bila menggunakan tiang pancang kayu akan memerlukan galian yang cukup dalam agar tiang pancang kayu tersebut selalu berada dibawah permukaan air tanah terendah.

Adapun prinsip pelaksanaan tiang *composite* ini adalah sebagai berikut:

- a) Casing baja dan core dipancang bersama-sama dalam tanah sehingga sampai pada kedalaman tertentu (di bawah muka air tanah);
- b) *Core* ditarik keluar dari casing dan tiang pancang kayu dimasukkan casing terus dipancang sampai kelapisan tanah keras;
- c) Setelah sampai pada lapisan tanah keras *core* dikeluarkan lagi dari *casing* dan beton sebagian dicor dalam casing. Kemudian *core* dimasukkan lagi dalam casing;



- d) Beton ditumbuk dengan *core* sambil casing ditarik ke atas sampai jarak tertentu sehingga terjadi bentuk beton yang menggelembung seperti bola diatas tiang pancang kayu tersebut;
- e) *Core* ditarik lagi keluar dari *casing* dan *casing* diisi dengan beton lagi sampai padat setinggi beberapa sentimeter diatas permukaan tanah. Kemudian beton ditekan dengan *core* kembali sedangkan casing ditarik keatas sampai keluar dari tanah;
- f) Tiang pancang komposit telah selesai.

#### 4) *Composite Dropped – Shell and Pipe Pile*

Dasar pemilihan tipe tiang seperti ini adalah:

- Lapisan tanah keras letaknya terlalu dalam bila digunakan *cast in place concrete*;
- Muka air tanah terendah terlalu dalam kalau digunakan tiang komposit yang bagian bawahnya terbuat dari kayu.

Cara pelaksanaan tiang tipe ini adalah sebagai berikut:

- a) *Casing* dan *core* dipasang bersama-sama sehingga *casing* seluruhnya masuk dalam tanah. Kemudian *core* ditarik;
- b) Tiang pipa baja dengan dilengkapi sepatu pada ujung bawah dimasukkan dalam casing terus dipancang dengan pertolongan *core* sampai ke tanah keras;
- c) Setelah sampai pada tanah keras kemudian *core* ditarik keatas kembali;
- d) Kemudian *shell* yang beralur pada dindingnya dimasukkan dalam *casing* hingga bertumpu pada penumpu yang terletak diujung atas tiang pipa baja. Bila diperlukan pembedaan maka besi tulangan dimasukkan dalam *shell* dan kemudian beton dicor sampai padat;
- e) *Shell* yang telah terisi dengan beton ditahan dengan *core* sedangkan casing ditarik keluar dari tanah. Lubang disekeliling shell diisi dengan tanah atau pasir. Variasi lain pada tipe tiang ini dapat pula dipakai tiang pemancang baja H sebagai ganti dari tiang pipa.

#### 5) *Franki Composite Pile*

Prinsip tiang hampir sama dengan tiang franki biasa hanya bedanya disini pada bagian atas dipergunakan tiang beton precast biasa atau tiang profil H dari baja.

Adapun cara pelaksanaan tiang composit ini adalah sebagai berikut:

- a) Pipa dengan sumbat beton dicor terlebih dahulu pada ujung bawah pipa baja dipancang dalam tanah dengan *drop hammer* sampai pada tanah keras. Cara pemasangan ini sama seperti pada tiang franki biasa;
- b) Setelah pemancangan sampai pada kedalaman yang telah direncanakan, pipa diisi lagi dengan beton
- c) Pipa terus ditumbuk dengan *drop hammer* sambil pipa ditarik lagi ke atas sedikit sehingga terjadi bentuk beton seperti bola;
- d) Setelah tiang beton precast atau tiang baja H masuk dalam pipa sampai bertumpu pada bola beton pipa ditarik keluar dari tanah;
- e) Rongga disekitar tiang beton precast atau tiang baja H diisi dengan kerikil atau pasir.

## **2.6 Pondasi tiang pancang menurut cara pemasangannya**

Pondasi tiang pancang menurut cara pemasangannya dibagi menjadi 2 jenis yaitu tiang pancang pracetak dan tiang pancang yang dicor ditempat. Berikut akan dijelaskan satu persatu.

### **a. Tiang pancang pracetak**

Tiang pancang pracetak adalah tiang pancang yang dicetak dan dicor didalam acuan beton (bekisting), kemudian setelah cukup kuat lalu diangkat dan dipancangkan. Tiang pancang pracetak ini menurut cara pemasangannya terdiri dari:

#### **1) Cara penumbukan**

Keterangan tiang pancang tersebut dipancangkan kedalam tanah dengan cara penumbukan oleh alat penumbuk (*hammer*).

#### **2) Cara penggetaran**

Keterangan tiang pancang tersebut dipancangkan kedalam tanah dengan cara penggetaran oleh alat penggetar (*vibrator*).

#### **3) Cara penanaman**

Keterangan permukaan tanah dilubangi terlebih dahulu sampai kedalaman tertentu, lalu tiang pancang dimasukkan, kemudian lubang tadi ditimbun lagi dengan tanah. Cara penanaman ini ada beberapa metode yang digunakan:

- a) Cara pengeboran sebelumnya, yaitu dengan cara mengebor tanah sebelumnya lalu tiang dimasukkan kedalamnya dan ditimbun kembali;
- b) Cara pengeboran inti, yaitu tiang ditanamkan dengan mengeluarkan tanah dari bagian dalam tiang;
- c) Cara pemasangan dengan tekanan, yaitu tiang dipancangkan kedalam tanah dengan memberikan tekanan pada tiang;
- d) Cara pemancaran, yaitu tanah pondasi diganggu dengan semburan air yang keluar dari ujung serta keliling tiang, sehingga tidak dapat dipancangkan kedalam tanah.

b. Tiang yang dicor ditempat (*cast in place pile*)

Tiang yang dicor ditempat (*cast in place pile*) ini menurut teknik penggaliannya terdiri dari beberapa macam cara. Berikut akan dijelaskan satu persatu.

- 1) Cara penetrasi alas, yaitu pipa baja yang dipancangkan kedalam tanah kemudian pipa baja tersebut dicor dengan beton.
- 2) Cara penggalian, cara ini dapat dibagi lagi urut peralatan pendukung yang digunakan antara lain :
  - a) Penggalian dengan tenaga manusia, penggalian lubang pondasi tiang pancang dengan tenaga manusia adalah penggalian lubang pondasi yang masih sangat sederhana dan merupakan cara konvensional.
  - b) Penggalian dengan tenaga mesin, penggalian lubang pondasi tiang pancang dengan tenaga mesin adalah penggalian lubang pondasi dengan bantuan tenaga mesin, yang memiliki kemampuan lebih baik dan lebih canggih.

## **2.7 Pondasi tiang pancang menurut cara mendukung beban**

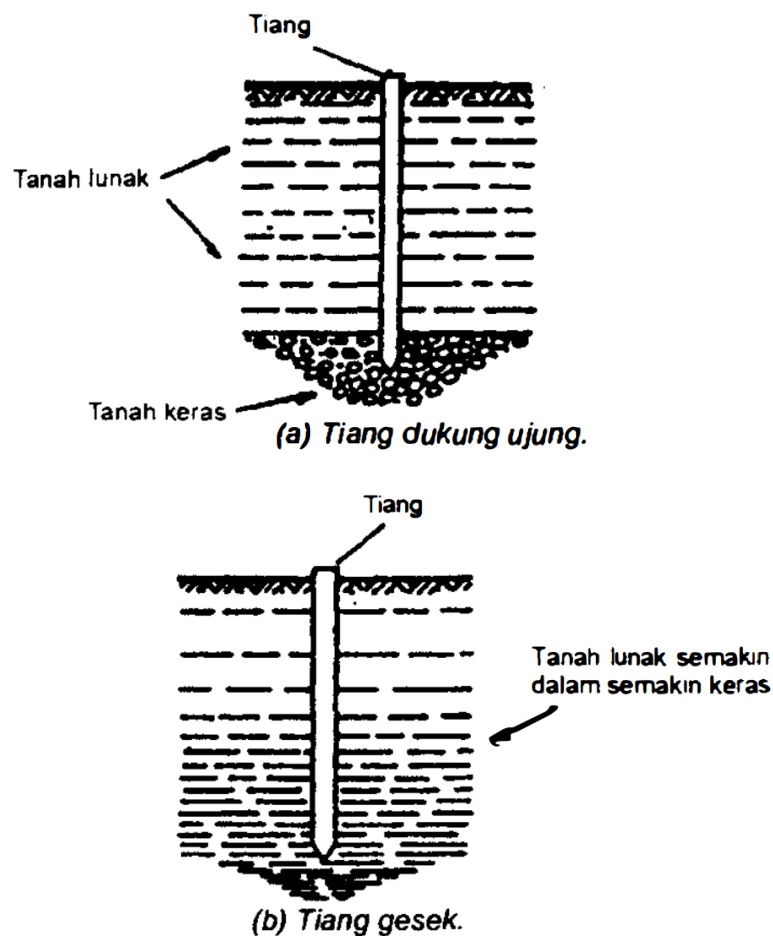
Pondasi tiang pancang menurut cara mendukung beban dibagi menjadi 2 jenis yaitu tiang dukung ujung dan tiang gesek. Berikut akan dijelaskan satu persatu.

a. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada dalam zone tanah yang lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang (Gambar 2.10a).

b. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya (Gambar 2.10b). Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas tiang.



Gambar 2.10: Tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya. (Hary Christady Hardiyatmo, 2020)

## 2.8 Pemilihan jenis struktur bawah (pondasi)

Menurut (Suyono S., 2018) Pemilihan jenis struktur bawah harus mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

a. Keadaan tanah pondasi

Keadaan tanah pondasi kaitannya adalah dalam pemilihan tipe pondasi yang sesuai. Hal tersebut meliputi jenis tanah, daya dukung tanah, kedalaman lapisan tanah keras dan sebagainya.

b. Batasan-batasan akibat struktur di atasnya

Keadaan struktur atas akan sangat mempengaruhi pemilihan tipe pondasi. Hal ini meliputi kondisi beban (besar beban, arah beban dan penyebaran beban) dan sifat dinamis bangunan di atasnya (statis tertentu atau tak tentu, kekakuannya, dll.)

c. Batasan-batasan keadaan lingkungan di sekitarnya.

Yang termasuk dalam batasan ini adalah kondisi lokasi proyek, keterangan perlu diingat bahwa pekerjaan pondasi tidak boleh mengganggu ataupun membahayakan bangunan dan lingkungan yang telah ada di sekitarnya.

d. Biaya dan waktu pelaksanaan pekerjaan

Sebuah proyek pembangunan akan sangat memperhatikan aspek waktu dan biaya pelaksanaan pekerjaan, karena hal ini sangat erat hubungannya dengan tujuan pencapaian kondisi yang ekonomis dalam pembangunan.

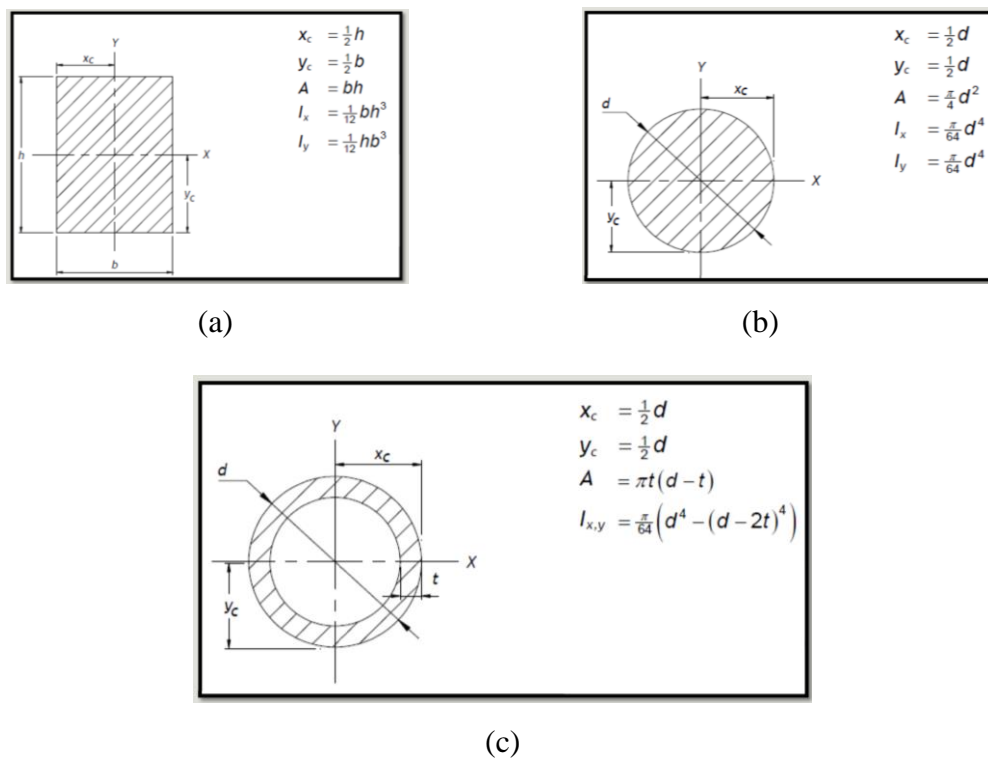
Penelitian sebelumnya dilakukan oleh (Sudarma, 2015) membandingkan perencanaan pondasi tiang pancang dengan pondasi *Bore pile*, sehingga dari perencanaan didapat dimensi dan jumlah titik pancang dan titik bor. Perencanaan pondasi tiang dihitung secara manual menggunakan beberapa metode sesuai dengan peraturan-peraturan yang telah ditetapkan. Tahapan perhitungan dimulai dengan informasi perencanaan struktur, gaya-gaya yang bekerja pada pondasi, penentuan dimensi tiang, perhitungan jumlah tiang pondasi, efisiensi kelompok tiang kontrol terhadap beban vertikal yang bekerja, kontrol terhadap beban horizontal yang bekerja, penulangan tiang pancang, penentuan pondasi dan penulangan pile cap. Tujuan dari membandingkan perencanaan pondasi, dapat digunakan sebagai alternatif di lapangan yaitu antara penggunaan pondasi tiang pancang atau pondasi *Bore pile* yang sesuai dengan kondisi proyek tersebut.

## 2.7 Momen Inersia Penampang

Momen inersia penampang adalah salah satu parameter geometri yang sangat penting dalam analisis struktur. Keberadaanya sangat penting dalam perancangan suatu komponen, benda, maupun bangunan atau struktur. Momen Inersia linier yaitu momen inersia terhadap suatu garis lurus atau sumbu. Jika terhadap sumbu x adalah  $I_x$  dan jika terhadap sumbu y adalah  $I_y$

Momen inersia terhadap sumbu x adalah:  $I_x = \int y^2 dA$

Momen inersia terhadap sumbu y adalah:  $I_y = \int x^2 dA$



Gambar 2.11: (a)momen inersia penampang persegi, (b) momen inersia penampang lingkaran, (c) momen inersia penampang lingkaran berongga.

## 2.8 Penyelidikan Lapangan Dengan Standard Penetration Test (SPT)

*Standard Penetration Test* (SPT) sering digunakan untuk mendapatkan daya dukung tanah secara langsung di lokasi. Metode SPT merupakan percobaan dinamis yang dilakukan dalam suatu lubang bor dengan memasukkan tabung sampel yang berdiameter dalam 35 mm sedalam 450 mm dengan menggunakan

massa pendorong (palu) seberat 63,5 kg yang jatuh bebas dari ketinggian 30” atau  $\pm 75$  cm. Banyaknya pukulan palu tersebut untuk memasukkan tabung sampel sedalam 450 mm dinyatakan sebagai nilai N.

Tujuan dari percobaan SPT ini adalah untuk menentukan nilai N pada lapisan tanah dan pengambilan contoh tanah dengan tabung untuk diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-tiap lapisan kedalaman tanah, untuk memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah serta menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang biasa sulit diambil sampelnya. Percobaan SPT ini dilakukan dengan cara sebagai berikut :

1. Siapkan peralatan SPT yang dipergunakan seperti : mesin bor, batang bor, *split spoon sampler*, *hammer*, dan lain – lain;
2. Letakkan dengan baik penyanggah tempat bergantungnya beban penumbuk;
3. Lakukan pengeboran sampai kedalaman testing, lubang dibersihkan dari kotoran hasil pengeboran dari tabung segera dipasangkan pada bagian dasar lubang bor;
4. Berikan tanda pada batang peluncur setiap 15 cm, dengan total 45 cm;
5. Dengan pertolongan mesin bor, tumbuklah batang bor ini dengan pukulan palu seberat 63,5 kg dan ketinggian jatuh 76 cm hingga kedalaman tersebut, dicatat jumlah pukulan untuk memasukkan penetrasi setiap 15 cm (N value);

Contoh :  $N_1 = 10$  pukulan/15 cm

$N_2 = 9$  pukulan/15 cm

$N_3 = 6$  pukulan/15 cm

Maka total jumlah pukulan adalah jumlah  $N_2$  dengan  $N_3$  adalah  $9 + 6 = 15$  pukulan = nilai N.  $N_1$  tidak diperhitungkan karena dianggap 15 cm pukulan pertama merupakan sisa kotoran pengeboran yang tertinggal pada dasar lubang bor, sehingga perlu dibersihkan untuk memperkecil efisiensi gangguan;

6. Hasil pengambilan contoh tanah dari tabung tersebut dibawa ke permukaan dan dibuka. Gambarkan contoh jenis - jenis tanah yang meliputi komposisi, struktur, konsistensi, warna dan kemudian masukkan ke dalam botol tanpa dipadatkan atau kedalaman plastik, lalu ke *core box*;
7. Gambarkan grafik hasil percobaan SPT.

## 2.9 Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal Dari Hasil SPT

Metode pengujian tanah dengan SPT termasuk cara yang cukup ekonomis untuk memperoleh informasi mengenai kondisi di bawah permukaan tanah dan diperkirakan 80% dari desain pondasi untuk Gedung bertingkat menggunakan cara ini. Karena banyaknya data SPT, korelasi empiris telah banyak memperoleh kemajuan.

Hasil perhitungan daya dukung dengan menggunakan hasil uji SPT maupun metode Meyerhof menunjukkan bahwa semakin besar ukuran penampang maka semakin besar pula daya dukung tiang tunggal. Nilai N rata-rata hanya berpengaruh pada daya dukung kulit tiang (*skin resistance*). Dengan ukuran penampang yang sama, semakin besar nilai N rata-rata semakin besar pula daya dukung kulit pondasi tiang. Nilai N pada lapisan terakhir menentukan besarnya daya dukung ujung tiang. Semakin besar nilai N pada lapisan terakhir maka semakin besar pula daya dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) (Azizi et al., 2020).

Perhitungan daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan pendekatan empiris berdasarkan nilai SPT (*Standart Penetration Test*) dihitung dengan menggunakan Metode Meyerhoff (1976), yaitu :

- a. Daya dukung ujung tiang ( $Q_b$ )

$$Q_b = 40 \cdot A_b \cdot N \quad (2.1)$$

- b. Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ )

Untuk daya dukung selimut tiang dapat dibagi menjadi 2 jenis yaitu :

- Untuk tanah kohesif (lanau & lempung)

$$Q_c = \frac{N_c}{3} \cdot K_p \cdot L_c \quad (2.2)$$

- Untuk tanah non-kohesif (kerikil dan pasir)

$$Q_s = \frac{N_s}{5} \cdot K_p \cdot L_s \quad (2.3)$$

- c. Daya Dukung Ultimit ( $Q_u$ )

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.4)$$

Keterangan :

$Q_u$  = Daya dukung ultimit tiang (kg atau ton)

$Q_b$  = Daya dukung ujung tiang (kg atau ton)

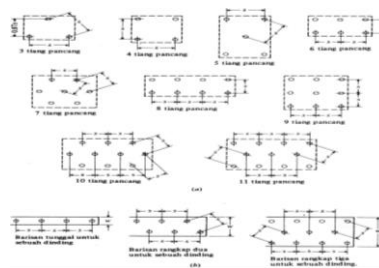


- $Q_s$  = Daya dukung selimut tiang (kg atau ton)
- $N$  = Angka perlawanan SPT rata-rata pada dasar (blows)
- $A_b$  = Luas kepala tiang (m<sup>2</sup>)
- $K_p$  = Keliling tiang (m)
- $N_c$  = Angka perlawanan SPT rata-rata pada lapisan kohesif (blows)
- $N_s$  = Angka perlawanan SPT rata-rata pada lapisan non-kohesif (blows)
- $L_c$  = Tebal / panjang tiang pada lapisan kohesif (m)
- $L_s$  = Tebal / panjang tiang pada lapisan non-kohesif (m)

dengan  $N$  = adalah nilai  $N$  rata-rata yang dihitung dari 8d diatas dasartiang sampai 4d di bawah dasar tiang, sedang  $L_d/d$  adalah rasio kedalaman yang nilainya dapat kurang dari  $L/d$  bila tanahnya berlapis-lapis .

### 2.10 Tiang Pancang Kelompok (*Pile grup*)

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali didapatkan tiang pancang yang berdiri sendiri (*Single Pile*), akan tetapi kita sering mendapatkan pondasi tiang pancang dalam bentuk kelompok (*Pile Group*). Untuk mempersatukan tiang-tiang pancang tersebut dalam satu kelompok tiang di atas tiang tersebut diberi *pore* (*pile cap*). Daya dukung kelompok tiang sangat bergantung pada penentuan bentuk pola dari susunan tiang pancang kelompok dan jarak antara satu tiang dengan tiang lainnya (Gambar 2.12).



Gambar 2.12: Pola-pola kelompok tiang pancang khusus : (a) Untuk kaki tunggal, (b) Untuk dinding pondasi (*Bowles, J. E., 1991*)

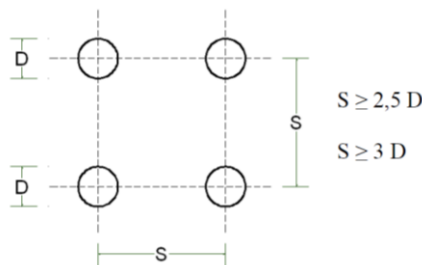
Bila beberapa tiang pancang dikelompokkan, maka intensitas tekanan bergantung pada beban dan jarak antar tiang pancang yang jika cukup besar sering kali tidak praktis karena *pore* di cor di atas kelompok tiang pancang (*pile group*)

sebagai dasar kolom untuk menyebarkan beban pada beberapa tiang pancang dalam kelompok tersebut.

Dalam perhitungan *pore (pile cap)* dianggap/dibuat kaku sempurna, sehingga:

1. Bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan, maka setelah penurunan bidang *pore* tetap merupakan bidang datar.
2. Gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang.

Jarak antar tiang dalam kelompok yang disyaratkan oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L (Gambar 2.13) adalah:



Gambar 2.13: Jarak antar tiang dalam kelompok (Bowles, J. E., 1991)

Keterangan :

S = Jarak antar pusat tiang (*spacing*)

D = Diameter tiang.

Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok disyaratkan minimum 0,60 m dan maximum 2,00 m (0.6m – 2 m). Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan-

pertimbangan sebagai berikut :

1. Bila  $S < 2,5 D$

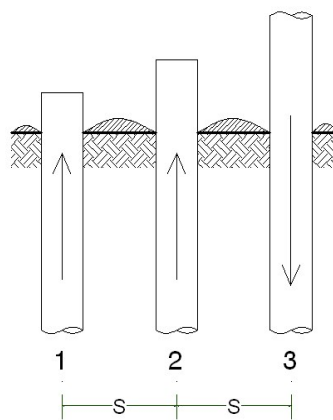
Pada pemancangan tiang no. 3 (Gambar 2.13) akan menyebabkan :

- c. Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan.
- d. Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.

2. Bila  $S > 3 D$

Apabila  $S > 3D$  maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari *pore (pile cap)*.

Pada perencanaan pondasi tiang pancang biasanya setelah jumlah tiang pancang dan jarak antara tiang-tiang pancang yang diperlukan kita tentukan, maka kita dapat menentukan luas *pore* yang diperlukan untuk tiap-tiap kolom portal. Bila ternyata luas *pore* total yang diperlukan lebih kecil dari pada setengah luas bangunan, maka kita gunakan pondasi setempat dengan *pore* di atas kelompok tiang pancang. Dan bila luas *pore* total diperlukan lebih besar daripada setengah luas bangunan, maka biasanya kita pilih pondasi penuh (*raft foundation*) di atas tiang-tiang pancang.



Gambar 2.14: Pengaruh tiang akibat pemancangan (Sardjono, 1991)

## 2.11 Daya Dukung Pada Kelompok Tiang

- a. Daya dukung pada kelompok tiang berdasarkan keseluruhan blok

Pada umumnya tiang pancang dipasang secara berkelompok. Dimana sekumpulan tiang yang dipasang secara relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu dibagian atasnya dengan menggunakan *pile cap*. Untuk menghitung nilai kapasitas dukung kelompok tiang, ada beberapa hal yang harus diperhatikan terlebih dahulu, yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, jarak tiang, susunan tiang dan efisiensi kelompok tiang.

Daya dukung pada kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah daya dukung tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini dapat terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mudah mampat, namun dibawahnya terdapat lapisan lunak.

Stabilitas kelompok tiang-tiang tergantung dari dua hal, yaitu:

1. Kemampuan tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang untuk mendukung beban total struktur;
2. Pengaruh konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Oleh karena itu, cara pemasangan tiang tunggal, seperti pemasangan tiang dengan cara dipancang, dibor atau ditekan, akan berpengaruh kecil pada kedua hal tersebut di atas. Pada beban struktur tertentu, penurunan kelompok tiang yang sama dengan penurunan tiang tunggal hanya terjadi jika dasar kelompok tiang terletak pada lapisan keras.

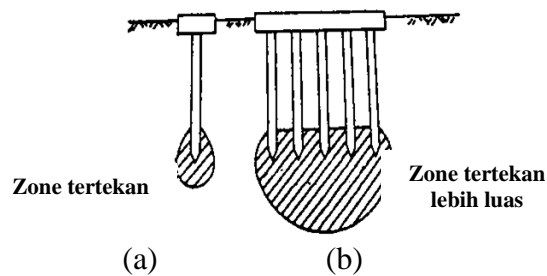
Jika tiang-tiang dipancang pada lapisan yang dapat mampat (misalnya lempung kaku), atau kondisi yang lain, dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat (misalnya pasir padat) tetapi lapisan tersebut berada di atas lapisan tanah lunak, maka kapasitas kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah kapasitas masing-masing tiang.

Demikian pula, penurunan kelompok tiang yang terjadi sangat mungkin lebih besar dari penurunan tiang tunggalnya, pada beban yang sama. Pada tiang tunggal luas zone tertekan pada bagian bawah tiang sangat lebih kecil daripada luas zone tertekan untuk kelompok tiang. Hal inilah yang menyebabkan penurunan kelompok tiang menjadi lebih besar dari pada penurunan tiang tunggal.

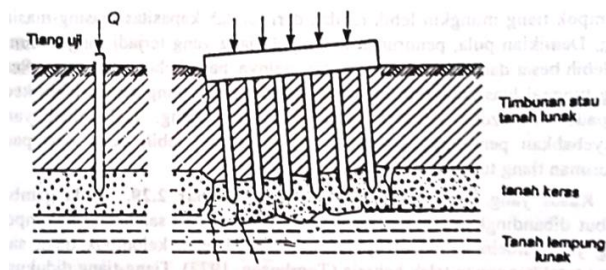
Kasus yang lain, diperlihatkan dalam Gambar 2.15 pada gambar tersebut dibandingkan antara sebuah tiang tunggal dari salah satu kelompok tiang yang dibebani (dalam uji beban tiang) dengan kelompok tiang saat beban total bangunan bekerja (Tomlinson, 1977). Tiang-tiang didukung oleh lapisan tanah kuat, yang berada di atas lapisan lunak, yang berada di atas lapisan lunak. Lapisan padat tidak menerima tekanan yang besar pada pengujian tiang tunggal, tetapi ketika seluruh tiang pada kelompok tiang dibebani, zone tertekan berkembang sampai tanah lunak sehingga dapat mengakibatkan penurunan yang besar atau bahkan keruntuhan bangunan yang didukung oleh kelompok tiang tersebut.

Pada kelompok tiang yang dasarnya bertumpu pada lapisan lempung lunak, faktor aman terhadap keruntuhan blok harus diperhitungkan, terutama untuk jarak tiang-tiang yang dekat. Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah diantara tiang-tiang bergerak sama sekali ketika tiang bergerak kebawah oleh

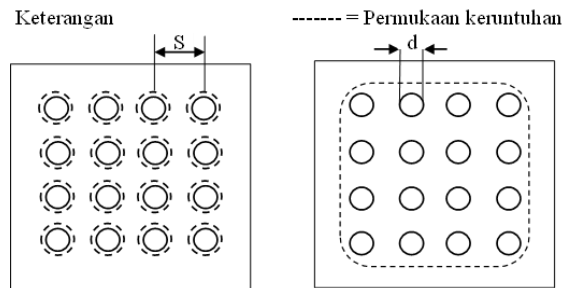
akibat beban yang bekerja. Tetapi, jika jarak tiang-tiang terlalu dekat, saat tiang turun oleh akibat beban, tanah diantara tiang-tiang juga ikut bergerak turun. Pada kondisi ini, kelompok tiang dapat dianggap sebagai satu tiang besar dengan lebar yang sama dengan lebar kelompok tiang. Saat tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya disebut keruntuhan blok. Jadi, pada keruntuhan blok, tanah yang terletak diantara tiang bergerak kebawah bersama-sama dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe-tipe tiang pancang maupun tiang bor.



Gambar 2.15 Perbandingan zona tertekan pada tiang tunggal dan kelompok:  
 (a) Tiang tunggal (b) Kelompok tiang (Hardiyatmo, H. C.,2006)



Gambar 2.16 (a) pengujian tiang pada tiang tunggal. Tekanan pada lapisan tanah lunak yang tidak begitu besar (b) saat beban stuktur telah bekerja dalam kelompok tiang.



Gambar 2.17 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang : (a) Tiang tunggal, (b) Kelompok tiang (Hardiyatmo, H. C.,2006)

Untuk menghitung kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok, (Terzaghi dan Peck, 1948) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut:

1. Pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku;
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai pondasi dalam dengan daya dukung ultimate yang dinyatakan oleh persamaan (Terzaghi dan Peck, 1948):

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 c_b N_c BL \quad (2.5)$$

Keterangan:

$Q_g$  = Daya dukung kelompok tiang, nilainya harus tidak melampaui  $nQ_u$

$D$  = Kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)

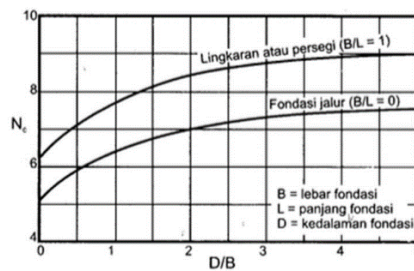
$B$  = Lebar kelompok tiang dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)

$L$  = Panjang kelompok tiang (m)

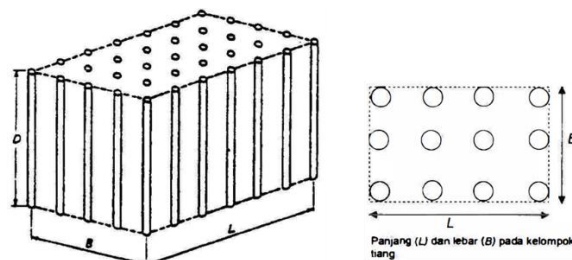
$C$  = Kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang ( $\text{ton/m}^2$ )

$c_b$  = Kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang ( $\text{ton/m}^2$ )

$N_c$  = Faktor kapasitas pendukung



Gambar 2.18 nilai  $N_c$  berdasarkan grafik perbandingan  $D/B$



Gambar 2.19 Kelompok tiang dalam tanah lempung (tanah kohesif) (Hardiyatmo, H. C., 2006)

b. Daya dukung pada kelompok tiang berdasarkan nilai efisiensi

Pada pondasi tiang pancang, tahanan gesek maupun tahanan ujung dengan  $s \geq 3D$ , maka kapasitas dukung kelompok tiang diambil sama besarnya dengan jumlah kapasitas dukung tiang tunggal ( $E_g = 1$ ). Sehingga daya dukung kelompok tiang diperoleh dengan :

$$Q_g = n \cdot Q_a$$

Sedangkan pada fondasi tiang pancang, tahanan gesek dengan  $s \leq 3D$  maka faktor efisiensi ikut menentukan. Sehingga daya dukung kelompok tiang diperoleh dengan:

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g \tag{2.6}$$

Keterangan:

$Q_g$  = Beban maksimum kelompok tiang

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$N$  = Jumlah tiang dalam kelompok

$Q_a$  = Beban maksimum tiang tunggal

Jika beberapa tiang pancang digabungkan pada bagian pelat, yang disebut sungkup tiang pancang (*pile cap*), menjadi satu kelompok, timbul satu pertanyaan apakah beban sungkup (*cap load*), ataukah kapasitas kumpulan tiang pancang yang bisa dianggap sebagai jumlah dari desain beban dari beberapa tiang pancang individual atau sebagai suatu jumlah yang lebih sedikit. Jika kapasitas tersebut merupakan jumlah dari beberapa tiang pancang individual, maka efisiensi kelompok adalah  $E_g = 1,0$ .

Adapun persamaan umum untuk menghitung nilai efisiensi dari kelompok tiang sebagai berikut:

$$E_g = \frac{\text{daya dukung kelompok tiang pancang}}{\text{jumlah tiang x daya dukung tiang tunggal}} \tag{2.7}$$

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan didasarkan pada susunan tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat

tanah dengan kedalaman dan pengaruh muka air tanah. Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang tersebut, sebagai berikut:

1 Efisiensi menurut persamaan *Converse-Labarre*

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'} \quad (2.8)$$

Keterangan:

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

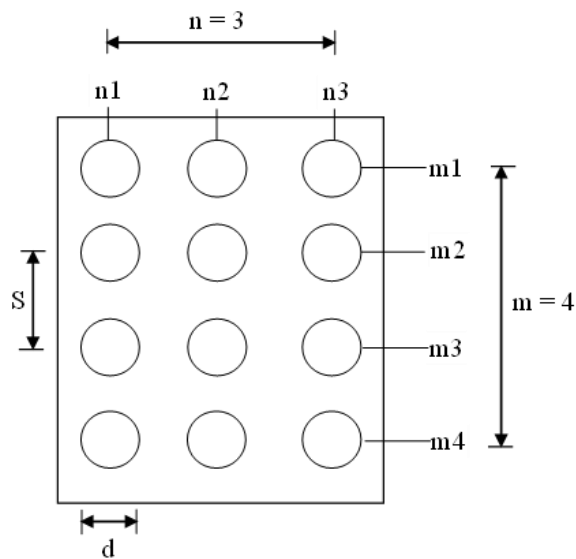
$m$  = Jumlah baris tiang

$n$  = Jumlah tiang dalam satu baris

$\theta$  = Arc tg  $D/S$ , dalam derajat

$S$  = Jarak antar pusat tiang

$D$  = Diameter tiang



Gambar 2.20 Baris pada kelompok tiang

2 Efisiensi menurut persamaan *Los-Angeles Grup*

$$E_{LA} = 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m} \left[ m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n - 1)} \right] \quad (2.9)$$



Keterangan:

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah tiang dalam satu baris

D = Diameter tiang

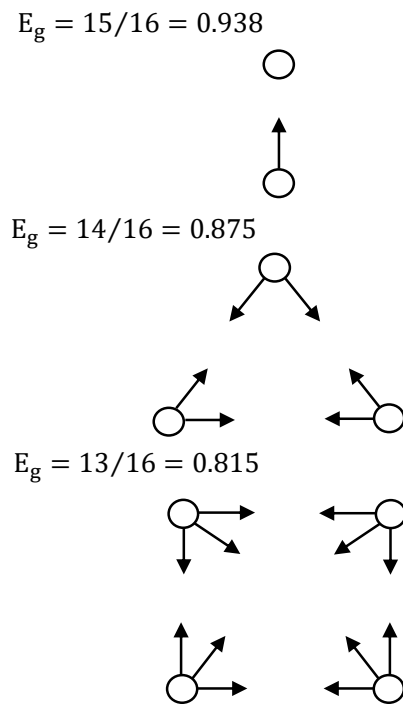
S = Jarak pusat ke pusat tiang

### 3 Efisiensi menurut persamaan *Seiler-Keeney*

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36s(m+n-2)}{(74s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n} \quad (2.10)$$

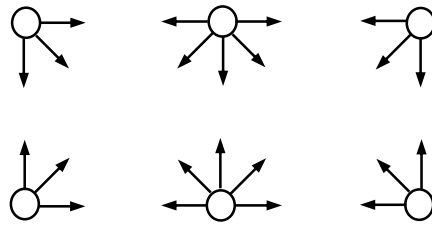
### 4 Efisiensi menurut Formula *Feld*

Dalam metode ini kapasitas pondasi individual tiang berkurang 1/16 akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah lurus maupun dalam arah diagonal. Ilustrasi hasil perhitungan ini diberikan pada gambar dibawah ini (Gambar 2.20).

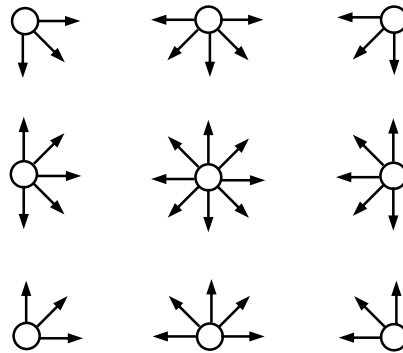


Gambar 2.21 Efisiensi kelompok tiang berdasarkan Formula Feld

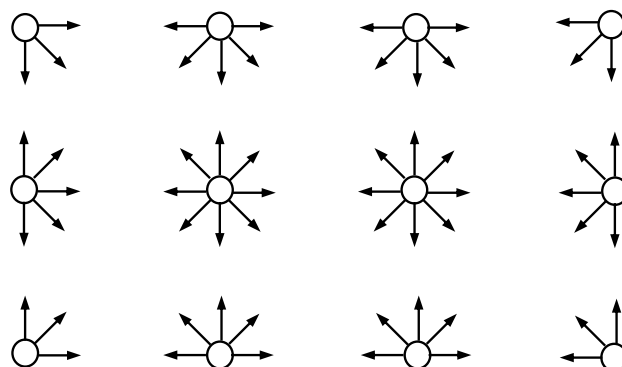
$$E_g = \frac{4 \frac{13}{16} + 4 \frac{11}{16}}{6} = 0.77$$



$$E_g = \frac{4 \frac{13}{16} + 4 \frac{11}{16} + \frac{8}{16}}{9} = 0.729$$



$$E_g = \frac{4 \frac{13}{16} + 4 \frac{11}{16} + 2 \frac{8}{16}}{12} = 0.7$$



Gambar 2.21 Lanjutan

## 2.12 Penurunan Tiang

Istilah penurunan (*settlement*) digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. kondisi tanah dasar berupa tanah rawa yang mengandung gambut, keterangan tanah gambut yang bersifat permeabilitas rendah dapat mengakibatkan penurunan dalam jangka waktu yang lama (Kusumah & Hartono, 2018).

Selain dari kegagalan kuat dukung (*bearing capacity failure*) tanah, pada setiap proses penggalian selalu dihubungkan dengan perubahan keadaan tegangan didalam tanah. Perubahan tegangan pasti akan disertai dengan perubahan bentuk, pada umumnya hal ini yang menyebabkan penurunan pada pondasi (Hary Christady Hardiyatmo, 2020). Penurunan pondasi tiang dapat dibedakan menjadi dua yaitu penurunan pondasi tiang tunggal dan tiang kelompok, yang dapat dihitung dengan beberapa formula yang diketahui.

### 1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Penurunan yang terjadi pada tiang sangat dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Perhitungan penurunan pondasi tiang pada tanah pasir ada dua buah cara yaitu: Metode Semi Empiris dan Metode Empiris.

#### d. Metode Semi Empiris

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Persamaan yang digunakan dalam perhitungan penurunan tiang tunggal ini dengan menggunakan metode semi empiris adalah sebagai berikut:

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (2.11)$$

Keterangan :

$S$  = penurunan total pondasi tiang tunggal (m)

$S_s$  = penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal (m)

$S_p$  = penurunan dari ujung tiang (m)

$S_{ps}$  = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)

Berikut akan penjelasan rumus metode semi empiris untuk penurunan total, penurunan akibat deformasi, penurunan dari ujung tiang dan penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang.:

Penurunan akibat deformasi *axial* tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p} \quad (2.12)$$

Keterangan :

- $Q_p$  = beban yang didukung ujung tiang (kg )
- $Q_s$  = beban yang didukung selimut tiang (kg )
- $L$  = panjang tiang (cm)
- $A_p$  = luas penampang tiang ( $m^2$ )
- $E_p$  = modulus elastis tiang ( $kg/cm^2$ )
- $\alpha$  = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang. (Vesic, 1977.  $a = 0,3 - 0,50$ )

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p} \quad (2.13)$$

Keterangan :

- $Q_p$  = perlawanan ujung dibawah beban kerja (kg)
- $q_p$  = kapasitas dukung batas di ujung tiang ( $kg/cm^2$ )
- $D$  = diameter (m)
- $C_p$  = koefisien empiris (Tabel 2.3)

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (2.14)$$

Keterangan :

$Q_{ws}$  = Kapasitas selimut tiang (ton)

$P$  = keliling tiang (m)

$L$  = panjang tiang tertanam (m)

$D$  = diameter tiang (m)

$E_s$  = modulus elastisitas tanah ( $\text{kg/cm}^2$ ) (Tabel 2.5)

$\mu_s$  = poisson's ratio tanah (Tabel 2.4)

$$I_{ws} = \text{faktor pengaruh} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Tabel 2.1: Nilai koefisien  $C_p$  (Vesic, 1977)

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (sand)	0.02 - 0.04	0.09 - 0.18
Lempung (clay)	0.02 - 0.03	0.03 - 0.06
Lanau (silt)	0.03 - 0.05	0.09 - 0.12

Tabel 2.2: Nilai Poisson's Ratio Tanah,  $\mu_s$  (T. William Lambe 7R.y. Whitman, 1969)

Jenis Tanah	Poisson's Ratio
Clay, saturated	0.05
Clay, undrained	0.35 - 0.40
Clay with sand and silt	0.30 - 0.42
Sand soil	0.15 - 0.25
Sand	0.30 - 0.35

Tabel 2.3: Nilai Modulus Elastis,  $E_s$  (H. F. Winterkom & Hsai Y. F, 1975)

Jenis Tanah	Modulus Elastis ( $\text{kg/cm}^2$ )
Tanah liat sangat lunak	2.5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80

Tabel 2.3: *Lanjutan*

Tanah liat keras	70 - 180
Tanah liat berpasir	300 - 400
Pasir berlanau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat + kerikil	1000 - 2000
Kayu	80000 - 100000
Beton	200000 - 300000
Baja	2150000

e. Metode Semi Empiris

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q.L}{A_p \cdot E_p} \quad (2.15)$$

Keterangan :

S = penurunan total di kepala tiang (m)

D = diameter tiang (m)

Q = beban kerja (kg)

A<sub>p</sub> = luas penampang tiang (m<sup>2</sup>)

L = panjang tiang (m)

E<sub>p</sub> = modulus elastis tiang

2. Penurunan kelompok tiang

Pada hitungan pondasi tiang, kapasitas izin tiang sering lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung satu tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi mungkin sangat kecil. Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena pengaruh pada tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Rumus penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977) yaitu:

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (2.16)$$

Keterangan :

$S_g$  = Penurunan kelompok tiang

$S$  = Penurunan pondasi tiang tunggal

$B_g$  = Lebar kelompok tiang

$D$  = Diameter tiang tunggal

### 2.13 Kapasitas Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

Ditinjau dari cara mendukung beban aksial, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam (Hardiyatmo, 2002), yaitu :

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada dalam zone tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada dibawah ujung tiang.
2. Tiang gesek (*friction pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.

Perkiraan daya dukung aksial tiang pancang menggunakan beberapa metode yaitu :

- Kekuatan Bahan

Tegangan ijin beton

$$f_c = 0.3 \times f_{c'} \quad (2.17)$$

Berat tiang,

$$W = A \times L \times \gamma_c \quad (2.18)$$

Daya dukung ijin tiang pancang,

$$P_{ijin_r} = A \times f_c - W \quad (2.19)$$

Keterangan

$f_c$  = Tegangan ijin beton ( $\text{kN/m}^2$ )

$f_c'$  = Kuat tekan beton (MPa)

$W$  = Berat tiang (kN)

$w_c$  = Berat jenis beton ( $\text{kN/m}^3$ )

- Metode L.Decourt (1982).

Menurut L.Decourt (1982) daya dukung ultimate tiang pancang dinyatakan dengan:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.20)$$

1. Daya dukung ujung pondasi tiang pancang (*end bearing*), (L.Decourt, 1982).

$$Q_p = N_p \times K \times A_p \quad (2.21)$$

dimana :

$A_p$  = Luas penampang tiang pancang ,  $\text{m}^2$  .

$N_p$  = Nilai rata-rata ketiga nilai  $N_{spt}$

$Q_p$  = Daya dukung ujung tiang, ton.

$K$  = Koefisien tanah untuk metode Decourt.

Tabel 2.4: koefisien tanah menurut L. Decourt

Jenis tanah	Nilai K (ton / $\text{m}^2$ )
Lempung	12
Lanau berlempung	20
Lanau berpasir	25
Pasir dan kerikil	40

Daya dukung selimut tiang pancang (*skin friction*), (L.Decourt, 1982).

$$Q_s = (N_s / 3 + 1) \times A_s \quad (2.22)$$

Keterangan:

$N_s$  = Nilai rata-rata  $N_{spt}$  sepanjang tiang.

$A_s$  = Luas selimut tiang sepanjang tiang tertanam,  $\text{m}^2$ .

$Q_s$  = Daya dukung selimut tiang, ton.



## 2.14 Kapasitas Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang

Gaya lateral merupakan beban yang memiliki arah horizontal. Besarnya beban lateral yang harus didukung oleh pondasi bergantung pada rangka bangunan yang mengirimkan gaya lateral tersebut ke kolom bagian bawah.

Pada beban horizontal terdapat gaya lateral dan momen yang bekerja pada pondasi tiang diakibatkan oleh gaya gempa, gaya angin pada struktur atas, dan beban statis. Secara umum kriteria tiang dibedakan atas tiang pendek dan tiang panjang. Kondisi kepala tiang dibedakan menjadi kondisi kepala tiang bebas (*Free Head*) dan kondisi kepala tiang terjepit (*Fixed Head*).

Tiang yang diperhitungkan akan menerima gaya horizontal hendaknya direncanakan sehingga baik tegangan-tegangan maupun perpindahan-perpindahan ujung atas tiang (kepala tiang) tidak akan melebihi ketentuan-ketentuan yang diijinkan. Beban lateral yang diijinkan pada pondasi tiang diperoleh berdasarkan salah satu dari dua kriteria berikut:

1. Beban lateral ijin ditentukan dengan membagi beban ultimit dengan suatu faktor keamanan.
2. beban lateral ditentukan berdasarkan defleksi maksimum yang diijinkan.

Perpindahan lateral ijin pada bangunan gedung adalah Estimasi kapasitas lateral tiang sesuai dengan besar deformasi lateral izin kepala tiang. Besar deformasi lateral izin tiang adalah 12 mm untuk gempa rencana dan 25 mm untuk gempa kuat dalam kondisi tiang tunggal dan *free-head*.

- Metode *Brom's*

Metode perhitungan ini menggunakan diagram tekanan tanah yang disederhanakan dengan menganggap bahwa sepanjang kedalaman tiang reaksi atau tahanan tanah mencapai nilai ultimit. Berikut ini adalah beberapa keuntungan menggunakan metode Broms:

1. Dapat digunakan pada tiang panjang maupun tiang pendek.
2. Dapat digunakan pada kondisi kepala tiang terjepit maupun bebas.

Selain itu, ada pula beberapa kekurangan dalam penggunaan metode Broms, diantaranya yaitu:

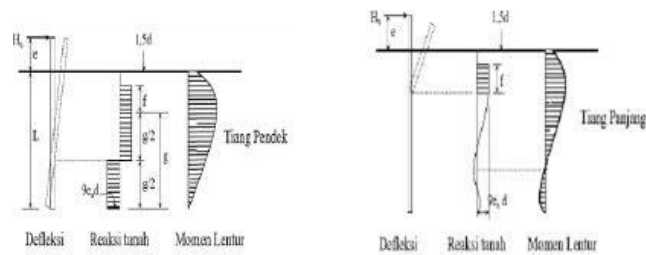
1. Hanya berlaku untuk lapisan tanah yang homogen, yaitu tanah kohesif saja atau tanah non-kohesif saja.

2. Tidak dapat digunakan pada tanah berlapis.

Terdapat 2 asumsi dalam metode perhitungan metode ini yaitu

a. Tiang Ujung Bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang (tidak kaku) dan tiang pendek (kaku) diperlihatkan pada gambar 2.21 di bawah ini.



Gambar 2.22: Mekanisme keruntuhan tiangujung bebas untuk tiang pendek dan tiangpanjang

Pada gambar 2.21, mendefinisikan letak momen maksimum, sehingga dapat diperoleh :

$$f = H_u / (9c_u \cdot d) \quad (2.23)$$

Keterangan :

$f$  = Letak momen maks di lintang nol (cm)

$H_u$  = Gaya lateral ultimit (kg)

$C_u$  = Kohesi undrained ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$d$  = Diameter (cm)

Dengan mengambil momen terhadap titik keterangan momen pada tiang maksimum, diperoleh :

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= H_u (e + 3d/2 + f) - 1/2 f (9c_u \cdot d \cdot f) \\ &= H_u (e + 3d/2 + f) - 1/2 f H_u \\ &= H_u (e + 3d/2 + 1/2 f) \end{aligned} \quad (2.24)$$

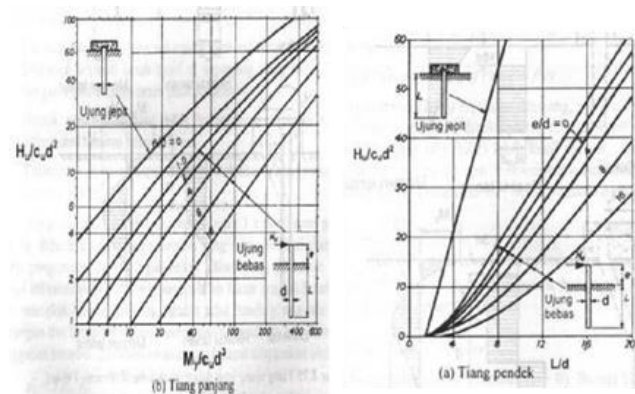
Keterangan :

- $H_u$  = Gaya lateral ultimit (kg)
- $e$  = jarak titik beban ke muka tanah (cm)
- $f$  = letak momen maks di lintang nol (cm)
- $C_u$  = kohesi undrained ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
- $d$  = diameter (cm)
- $M_{\text{max}}$  = momen maksimum tiang ( $\text{kg}\cdot\text{cm}$ )

Momen maksimum dapat pula dinyatakan oleh persamaan :

$$M_{\text{maks}} = (9/4)d \cdot g^2 c_u \quad (2.25)$$

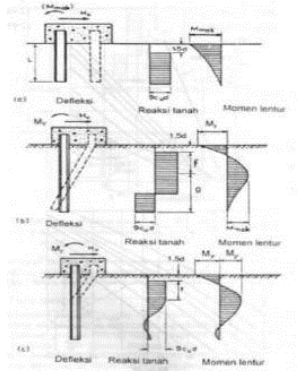
Karena  $L = 3d/2 + f + g$ , maka  $H_u$  dapat dicari menggunakan grafik seperti pada 2.22 untuk tiang panjang dan tiang pendek



Gambar 2.23: Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif (Broms)

b. Tiang Ujung Jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit, diperlihatkan pada gambar 2.23 di bawah ini.



Gambar 2.24: Mekanisme Keruntuhan tiang ujung jepit a. Tiang pendek, b. tiang sedang

1. Tiang Panjang

Untuk tiang pendek, dapat dihitung tahanan tiang ultimit terhadap beban lateral;

$$H_u = 9c_u d (L - 3d/2) \quad (2.26)$$

$$M_{\max} = H_u (L/2 + 3d/4) \quad (2.27)$$

Keterangan :

- $H_u$  = gaya lateral ultimit (kg)
- $L$  = panjang tiang tertanam tanah (cm)
- $C_u$  = kohesi undrained ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $d$  = diameter (cm)
- $M_{\max}$  = momen maksimum tiang (kg.cm)

2. Untuk tiang panjang sedang,

Dengan mengambil momen dari permukaan tanah :

$$M_y = (9/4) c_u d \cdot g^2 - 9c_u d \cdot f (3d/2 + f/2) \quad (2.28)$$

Dari persamaan di atas  $H_u$  dapat dihitung dengan mengambil

$$L = 3d/2 + f + g, \quad (2.29)$$

3. Untuk tiang panjang,  $H_u$  dinyatakan oleh persamaan :

$$H_u = \frac{2My}{\frac{3d}{2} \pm f/2} \quad (2.30)$$

## 2.15 Faktor Aman Pondasi Tiang

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu. Dari hasil banyak pengujian-pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk factor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977). Besarnya beban kerja (*working load*) atau kapasitas dukung tiang ijin ( $Q_a$ ) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit ( $Q_u$ ) dibagi dengan faktor aman ( $F$ ) yang sesuai (Hary Christady Hardiyatmo, 2020).

Tomlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter  $< 2$  m:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.31)$$

Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \quad (2.32)$$

Bila diameter tiang ( $d$ ) lebih dari 2 m, kapasitas tiang ijin perlu dievaluasi dari pertimbangan penurunan tiang. Selanjutnya, penurunan struktur harus pula dicek terhadap persyaratan besar penurunan toleransi yang masih diijinkan. Faktor aman ( $F$ ) untuk tiang bor juga bergantung terutama pada informasi dari hasil uji beban statis, keseragaman kondisi tanah, dan ketelitian program penyelidikan tanah (Hary Christady Hardiyatmo, 2020).

## 2.16 Analytical Hierarchy Proses (AHP)

*Analytical Hierarchy Process* (AHP) atau Proses Hirarki Analitik (PHA) adalah sebuah konsep, alat, teknik atau metode dalam pembuatan dan pengambilan keputusan untuk masalah yang kompleks, tidak terstruktur dan multiatribut dengan cara memeringkat alternatif keputusan yang ada kemudian memilih yang terbaik dengan kriteria yang ditentukan melalui suatu nilai numerik

(Agusma & Husin, 2021). Perbandingan berpasangan tersebut dapat diperoleh melalui pengukuran aktual maupun pengukuran relatif dari derajat kesukaan, atau kepentingan atau perasaan. Dengan demikian metode ini sangat berguna untuk membantu mendapatkan skala rasio dari hal-hal yang semula sulit diukur seperti pendapat, perasaan, perilaku dan kepercayaan (Saaty,2001). Penggunaan AHP dimulai dengan membuat struktur hirarki atau jaringan dari permasalahan yang ingin diteliti. Di dalam hirarki terdapat tujuan utama, kriteria- kriteria, sub kriteria-sub kriteria dan alternatif-alternatif yang akan dibahas.

AHP merupakan suatu model pendukung keputusan yang dikembangkan oleh Thomas L. Saaty seorang ahli matematika dari Universitas Pittsburg, Amerika Serikat pada tahun 1970-an. Model pendukung keputusan ini akan menguraikan masalah multi faktor atau multi kriteria yang kompleks menjadi suatu hirarki. AHP banyak digunakan pada keputusan untuk banyak kriteria, perencanaan, alokasi sumber daya dan penentuan prioritas dari strategi strategi yang dimiliki pemain dalam situasi konflik. Dengan AHP suatu masalah yang kompleks dapat diuraikan ke dalam kelompok-kelompoknya yang kemudian diatur menjadi suatu bentuk hirarki sehingga permasalahan akan tampak lebih terstruktur dan sistematis. Ada beberapa prinsip dasar dalam menyelesaikan persoalan dengan Metode AHP, yakni:

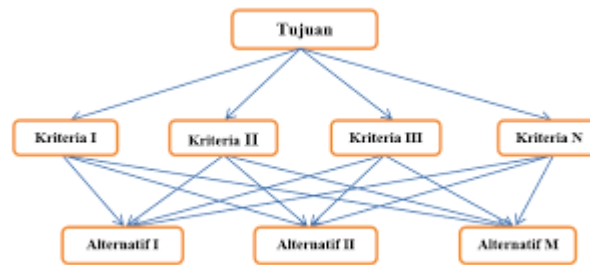
#### 1. *Decomposition*

Prinsip ini merupakan tindakan memecah persoalan-persoalan yang utuh menjadi unsur-unsurnya. Jika ingin mendapat hasil yang akurat, pemecahan dilakukan terhadap unsur-unsurnya sampai tidak mungkin dilakukan pemecahan yang lebih lanjut sehingga didapatkan beberapa tingkatan dari persoalan yang ada. Karena alasan ini, maka proses analisis ini dinamakan hirarki (*hierarchy*). Ada dua jenis hirarki, yaitu lengkap (*complete*) dan tidak lengkap (*incomplete*). Suatu hirarki disebut lengkap (*complete*) bila semua elemen pada suatu tingkat memiliki semua elemen pada tingkat berikutnya, jika tidak demikian, dinamakan hirarki tidak lengkap (*incomplete*). Bentuk struktur decomposition yakni:

Tingkat pertama : Goal (Objektif/ Tujuan keputusan)

Tingkat kedua : Kriteria-kriteria

Tingkat ketiga : Alternatif-alternatif



Gambar 2.25: Kerangka Pengambilan Keputusan

Hirarki masalah disusun digunakan untuk membantu proses pengambilan keputusan dalam sebuah sistem dengan memperhatikan seluruh elemen keputusan yang terlibat.

## 2. *Comparative Judgment*

Prinsip ini berarti membuat penilaian tentang kepentingan relatif dua elemen pada suatu tingkat tertentu dalam kaitannya dengan tingkat yang di atasnya. Penilaian ini merupakan inti dari metode AHP, karena ia akan berpengaruh terhadap prioritas elemen-elemen. Hasil dari penilaian ini disajikan dalam bentuk matriks yang disebut matriks pairwise comparison yaitu matriks perbandingan berpasangan yang memuat tingkat preferensi pengambil keputusan terhadap alternatif berdasarkan kriteria-kriteria yang ada. Skala yang digunakan untuk menyatakan tingkat preferensi adalah skala Saaty, di mana skala 1 menunjukkan tingkat “sama pentingnya”, skala 3 menunjukkan “sedikit lebih penting”, skala 5 menunjukkan “lebih pentingnya”, skala 7 menunjukkan “sangat pentingnya” dan skala 9 yang menunjukkan tingkat “mutlak lebih penting”.

## 3. *Synthesis of Priority*

Setelah matriks pairwise comparison diperoleh, kemudian dicari *eigen* vektornya untuk mendapatkan *local priority*. Karena matriks *pairwise comparison* terdapat pada setiap tingkat, maka untuk mendapatkan *global priority* dapat dilakukan dengan sintesa diantara *local priority*.

## 4. *Logical Consistency*

Konsistensi memiliki dua makna. Pertama adalah bahwa obyek-obyek yang serupa dapat dikelompokkan sesuai dengan keseragaman dan relevansinya. Kedua adalah tingkat hubungan antara obyek-obyek yang didasarkan pada kriteria tertentu.

Dalam menyelesaikan persoalan menggunakan metode AHP terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

a. Penyusunan prioritas

Setiap elemen yang terdapat dalam hirarki harus diketahui bobot relatifnya satu sama lain. Tujuannya adalah untuk mengetahui tingkat kepentingan pihak — pihak yang berkepentingan dalam permasalahan terhadap kriteria dan struktur hirarki atau sistem secara keseluruhan.

Langkah awal dalam menentukan prioritas kriteria adalah dengan menyusun perbandingan berpasangan, yaitu membandingkan dalam bentuk berpasangan seluruh kriteria untuk setiap sub sistem hirarki. Perbandingan tersebut kemudian ditransformasikan dalam bentuk matriks perbandingan berpasangan untuk analisis numerik. Misalkan terdapat sub sistem hirarki dengan kriteria C dan sejumlah n alternatif dibawahnya,  $A_1$  sampai  $A_n$ . Perbandingan antar alternatif untuk sub sistem hirarki itu dapat dibuat dalam bentuk matriks  $n \times n$ , seperti pada tabel 2.4 dibawah ini.

Tabel 2.5: Matriks Perbandingan Berpasangan

C	$A_1$	$A_2$	...	$A_n$
$A_1$	$a_{11}$	$a_{12}$	...	$a_{1n}$
$A_2$	$a_{21}$	$a_{22}$	...	$a_{2n}$
...	...	...	...	
$A_m$	$a_{m1}$	$a_{m2}$	...	$A_{mn}$

Sumber : Saaty, T. Lorie. 1993

Nilai  $a_{11}, a_{22}, \dots, a_{mn}$  adalah nilai perbandingan elemen baris  $A_i$  terhadap kolom  $A_i$  yang menyatakan hubungan:

1. Seberapa jauh tingkat kepentingan baris A terhadap kriteria C dibandingkan dengan kolom  $A_1$
2. Seberapa jauh dominasi baris  $A_1$  terhadap kolom  $A_1$  atau
3. Seberapa banyak sifat kriteria C terdapat pada baris  $A_1$  dibandingkan dengan



kolom A<sub>1</sub>.

Nilai numerik yang dikenakan untuk seluruh perbandingan diperoleh dari skala perbandingan 1 sampai 9 yang telah ditetapkan oleh Saaty, seperti pada tabel 2.5 berikut ini.

Tabel 2.6: Skala Penilaian Perbandingan Berpasangan

<b>Tingkat Kepentingan</b>	<b>Definisi</b>	<b>Keterangan</b>
1	Sama pentingnya	Kedua elemen mempunyai pengaruh yang sama.
3	Sedikit lebih penting	Pengalaman dan penilaian sangat memihak satu elemen dibandingkan dengan pasangannya.
5	Lebih penting	Satu elemen sangat disukai dan secara praktis dominasinya sangat nyata, dibandingkan dengan elemen pasangannya.
7	Sangat penting	Satu elemen terbukti sangat disukai dan secara praktis dominasinya sangat, dibandingkan dengan elemen pasangannya.
9	Mutlak lebih penting	Satu elemen mutlak lebih disukai dibandingkan dengan pasangannya, pada tingkat keyakinan tertinggi
2,4,6,8	Nilai-nilai tengah Diantara dua pendapat yang berdampingan	Nilai-nilai ini diperlukan suatu kompromi
Kebalikan	Jika elemen <i>i</i> memiliki salah satu angka diatas ketika dibandingkan elemen <i>j</i> , maka <i>j</i> memiliki kebalikannya ketika dibanding elemen <i>i</i>	

Sumber : Saaty, T. Lorie. 1993

Seorang pengambil keputusan akan memberikan penilaian, mempersepsikan ataupun memperkirakan kemungkinan sesuatu hal/peristiwa yang dihadapi. Penilaian tersebut akan dibentuk ke dalam matriks berpasangan pada setia level hirarki. Contoh *Pair-Wise Comparison Matrix* pada suatu *level of hierarchy*, yaitu:

Tabel 2.7 : Contoh Matriks Perbandingan Berpasangan

	D	E	F	G
D	1	3	7	9
E	1/3	1	1/4	1/8
F	1/7	4	1	5
G	1/9	8	1/5	1

Sumber : Saaty, T. Lorie. 1993

Baris 1 kolom 2: Jika D dibandingkan dengan E, maka D sedikit lebih penting/cukup penting daripada E yaitu sebesar 3. Angka 3 bukan berarti bahwa D tiga kali lebih besar dari E, tetapi D *moderat importance* dibandingkan dengan E, sedangkan nilai pada baris ke 2 kolom 1 diisi dengan kebalikan dari 3 yaitu 1/3.

Baris 1 kolom 3 : Jika D dibandingkan dengan F, maka D sangat penting daripada F yaitu sebesar 7. Angka 7 bukan berarti bahwa D tujuh kali lebih besar dari F, tetapi D *very strong importance* daripada F dengan nilai *judgement* sebesar 7. Sedangkan nilai pada baris 3 kolom 1 diisi dengan kebalikan dari 7 yaitu 1/7

Baris 1 kolom 4: Jika D dibandingkan dengan G, maka D mutlak lebih penting daripada G dengan nilai 9. Angka 9 bukan berarti D sembilan kali lebih besar dari G, tetapi D *extreme importance* daripada G dengan nilai *judgement* sebesar 9. Sedangkan nilai pada baris 4 kolom 1 diisi dengan kebalikan dari 9 yaitu 1/9.

b. *Eigen value* dan *eigen vector*

Apabila *decision maker* sudah memasukkan persepsinya atau penilaian untuk setiap perbandingan antara kriteria — kriteria yang berada dalam satu level (tingkatan) atau yang dapat diperbandingkan maka untuk mengetahui kriteria mana yang paling disukai atau paling penting, disusun sebuah matriks perbandingan di setiap level (tingkatan). Untuk melengkapi pembahasan tentang *eigen value* dan *eigen vector* maka akan diberikan definisi — definisi mengenai matriks dan vector.

1. Matriks

Matriks merupakan sekumpulan himpunan objek (bilangan riil atau kompleks, variabel — variabel) yang terdiri dari baris dan kolom dan di susun persegi panjang. Matriks biasanya terdiri dari m baris dan n kolom maka matriks

tersebut berukuran (ordo)  $m \times n$ . Matriks dikatakan bujur sangkar (*square matrix*) jika  $m = n$ . Dan skalar-skalarnya berada di baris ke- $i$  dan kolom ke- $j$  yang disebut  $(ij)$  matriks entri.

## 2. Vektor dari $n$ dimensi

Suatu vektor dengan  $n$  dimensi merupakan suatu susunan elemen-elemen yang teratur berupa angka-angka sebanyak  $n$  buah, yang disusun baik menurut baris, dari kiri ke kanan (disebut vector baris atau *Row Vektor* dengan ordo  $1 \times n$ ) maupun menurut kolom, dari atas ke bawah (disebut vector kolom atau *Column Vector* dengan ordo  $n \times 1$ ). Himpunan semua vector dengan  $n$  komponen dengan entri riil dinotasikan dengan  $R^n$ .

### 1. Prioritas, *Eigen value* dan *eigen vector*

Untuk menentukan nilai dari masing-masing pada matriks  $m \times n$  maka; Nilai total matriks dalam masing-masing kolom di bandingkan dengan nilai matriks dan dijumlahkan untuk tiap baris. Total nilai baris dari matriks hasil perhitungan tersebut dijumlahkan. Untuk menentukan nilai prioritas adalah dengan membandingkan nilai total baris dalam matriks tersebut dengan nilai total dari kolom hasil perhitungan tersebut. Nilai *eigen value* di dapatkan dari total jumlah dari perkalian nilai prioritas dalam matriks dibandingkan dengan nilai prioritas tersebut. Nilai *eigen value* merupakan total dari nilai *eigen* dibagi dengan ordo matriks atau  $n$ .

### c. Uji konsistensi indeks dan rasio

Hal yang membedakan AHP dengan model—model pengambilan keputusan yang lainnya adalah tidak adanya syarat konsistensi mutlak. Model AHP yang memakai persepsi *decision maker* sebagai inputnya maka ketidakkonsistenan mungkin terjadi karena manusia memiliki keterbatasan dalam menyatakan persepsinya secara konsisten terutama kalau harus membandingkan banyak kriteria. Berdasarkan kondisi ini maka *decision maker* dapat menyatakan persepsinya dengan bebas tanpa harus berfikir apakah persepsinya tersebut akan konsisten nantinya atau tidak. Penentuan konsistensi dari matriks itu sendiri didasarkan atas *eigen value maksimum*. Yang diperoleh dengan rumus (3.1) sebagai berikut:

$$CI = \frac{\lambda_{\max} - n}{n-1} \quad (2.33)$$

CI = Rasio penyimpangan (deviasi) konsistensi (consistency indeks)

$\lambda_{\max}$  = Nilai eigen terbesar dari matriks berordo n

n = Orde Matriks

Jika nilai CI sama dengan nol, maka matriks pairwise comparison tersebut konsisten. Batas ketidakkonsistenan (inconsistency) yang telah ditetapkan oleh Thomas L. Saaty ditentukan dengan menggunakan Rasio Konsistensi (CR), yaitu perbandingan indeks konsistensi dengan nilai random indeks (RI). Rasio Konsistensi dapat dirumuskan pada rumus (3.2) sebagai berikut :

$$CR = \frac{CI}{RI} \quad (2.34)$$

CR = Rasio Konsistensi

RI = Indeks Random

Tabel 2.8 : Nilai random indeks

N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R I	0,00	0,00	0,58	0,90	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,48

Sumber : Saaty, T. Lorie. 1993

Jika matriks perbandingan berpasangan (pair-wise comparison) dengan nilai CR lebih kecil dari 0, 100 maka ketidakkonsistenan pendapat pengambil keputusan masih dapat diterima dan jika tidak maka penilaian perlu diulang.

## 2.17 Program Analisa Struktur Pondasi

Pondasi merupakan elemen penting dari sebuah bangunan. Untuk mempermudah proses perhitungan, maka dikembangkan berbagai macam software komputer. Yang perlu diingat adalah keberadaan semua software perancangan struktur hanyalah sebagai alat bantu seorang engineer dalam proses perhitungan. Hasil akhir dan eksekusinya mutlak diperlukan engineering judgement yang tepat dari engineer yang bersangkutan.

Software ini dikembangkan oleh *Civiltech Software Co.* Software ini relatif sederhana dan *user-friendly*. Software ini digunakan untuk desain pondasi, baik itu pancang maupun *bored-pile* walaupun tersedia juga untuk pondasi dangkal (*shall Footing*). Software ini menggunakan metode penghitungan vesic.

Adapun menu menu yang ditampilkan dalam program analisa struktur yang digunakan adalah :

#### 1) *Pile Type*

Pada *pile type*, program analisa struktur pondasi menyediakan macam-macam tipe dari pondasi. Hal ini akan mempermudah kita dalam perhitungan karena bermacam-macam tinggal kita saja yang menyesuaikan sesuai kebutuhan.

Adapun tipe-tipe pondasi yang di tawarkan antara lain:

##### 1. *Drilled pile (dia≤24in or 61 cm)*

Pondasi ini jenis pondasi bor dengan diameter lebih kecil 61 cm.

##### 2. *Drilled pile (dia≥24in or 61 cm)*

Pondasi ini jenis pondasi bor dengan diameter lebih besar 61 cm.

##### 3. *Driving steel pile (open ended)*

Pondasi ini jenis pondasi tiang pancang baja dengan ujung nya terbuka

##### 4. *Driving steel pile (open ended)*

Pondasi ini jenis pondasi tiang pancang baja dengan ujung nya tertutup

##### 5. *Driving concrete pile*

Pondasi ini jenis pondasi tiang pancang beton

#### 2) *Pile profile*

Menu ini yang harus kita isi dengan informasi tentang pile yang digunakan, seperti panjang pile, jarak dari permukaan tanah, kemiringan pile (bila pondasi pada saat dipancang posisi miring), serta kemiringan permukaan tanah.

#### 3) *Pile properties*

Bagian ini berisi data-data properties dari pondasi yang digunakan meliputi lebar pondasi, kedalaman pondasi, material, jenis bahan yang digunakan dan lain-lain.

#### 4) *Load and group*

Bagian ini menyediakan beberapa perhitungan baik itu *single pile*, *group pile*, dan *tower foundation* yang sederhana.

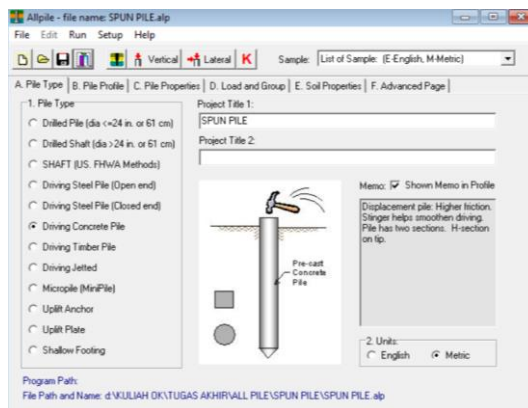
## 5) Soil properties

Berisikan data tanah tempat pondasi yang akan ditanam. Data- data tanah yang bisa digunakan hanya N-SPT dan CPT. *Advanced page*

Bagian ini berisikan data *zero skin friction* pada kedalaman tertentu.

Menghitung daya dukung pondasi tiang pancang dengan program analisa struktur pondasi adalah:

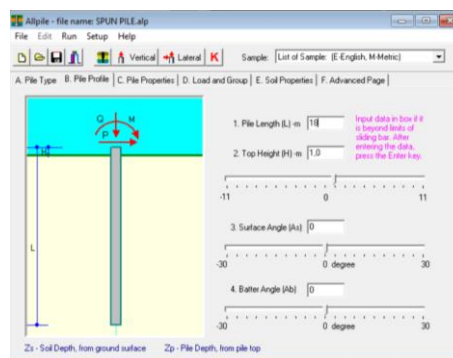
### 1) Pilih Tipe Tiang



Gambar 2.26: Pile Profile

Pertama, pilih *Pile type*. program analisa struktur pondasi menyediakan lumayan banyak tipe *pile*, karena penelitian ini tiang pancang beton (*Spun pile*), maka digunakan *Driving Concrete Pile* atau tiang pancang beton. Jangan lupa pilih juga satuan yang digunakan *English* atau *metric*.

### 2) Isi data tiang pancang



Gambar 2.27: Pile Profile

Berikutnya adalah bagian **Pile Profile**. Isikan Panjang *pile* pada *Pile length*, kedalaman pancang di *Top height*. kemiringan permukaan tanah di *surface Angle* untuk pancang miring maka masukkan parameter *Batter Angle* untuk mempermudah pengisian parameter. Karena panjang pondasi peneliti = 28 m dan kedalaman pancang nya 28 m maka disikan *Pile Length: 28, top height:*

### 3) Isi *Pile Properties*

Zp-m	Pile Data Input	Width-cm	A'-cm <sup>2</sup>	Per.-cm	I'-cm <sup>4</sup>	E-Mp	W-kN/m	AI-cm <sup>2</sup>
0	● Concrete (rough)	35	962.1	110	73661.8	20676	2.117	962.1
6	● Concrete (rough)	35	962.1	110.0	73661.8	20676	2.117	962.1
12	● Concrete (rough)	35	962.1	110.0	73661.8	20676	2.117	962.1
18	● Steel (rough)	24	452.4	75.4	16123.2	199930	3.393	452.4

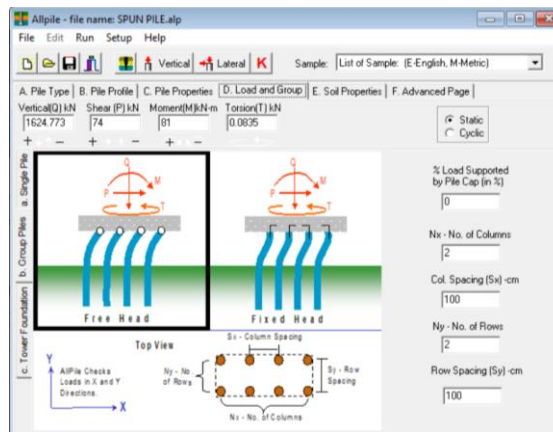
Gambar 2.28: *Pile Properties*

Berikutnya adalah **Pile Properties**. isikan *properties pile* yang digunakan. Apabila anda *klik* di bagian *Pile data Input*, maka jendela *Pile Section Screen* akan terbuka.

Gambar 2.29: *Pile Section Screen*

Shape dipilih *circle*, *Outside= Concrete (smooth)*, *inside= hollow* (berongga), *width*(diameter tiang)= 50 cm, lalu klik tanda kalkulator maka perimeter dimensi lain otomatis terisi. klik *Apply*. lalu isi *Depth Zpm = 0*. Berikutnya klik *Add Tip Section* pada tab *Pile Properties*.

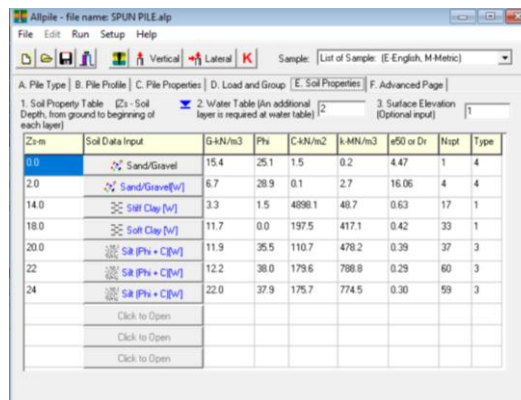
4) Mengisi *Load & grup*



Gambar 2.30: Load & Group

Berikutnya adalah **Load and Group**, yang berisi pembebanan yang dipakai. Pembebanan dapat anda pilih untuk *single pile* atau *group pile*. jangan lupa *type pile head treatment* yang dipakai. Karena penelitian ini pondasi tunggal maka pilih *single pile*.

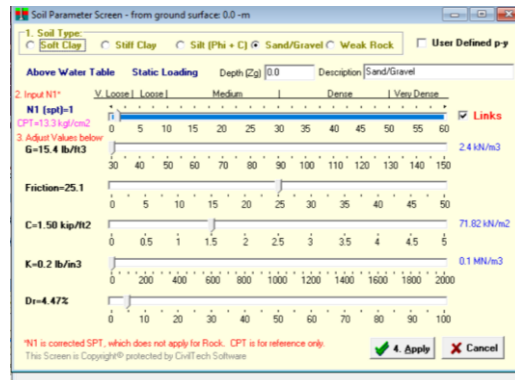
5) Mengisi Soil Properties



Gambar 2.31: Soil Properties



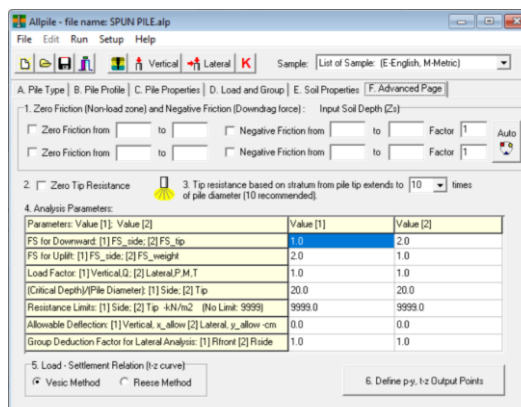
Berikutnya adalah bagian yang paling penting yaitu *Soil Properties*. isikan data tanah sesuai hasil penyelidikan tanah yang telah dilakukan, klik pada tab *Soil Data Input*, maka akan muncul tab *Soil Parameter Screen*, lihat gambar 2.31.



Gambar 2.32: *Soil Parameter Screen*

Setelah muncul tab *Soil Parameter Screen*, isi data *soil* nya dengan data data yang ada. Karena data yang tersedia adalah data *N-SPT* maka isikan data nya sesuai dengan data tersebut sesuai dengan kedalamannya dengan mengisi pada kolom *Depth (Zg)*, dan isi nilai N-SPT dengan cara arahkan sesuai angka N-SPT di *Input N1*. Lalu klik *Apply*. Lakukan tahap ini berulang, sesuai kedalaman dan dari data N-SPT yang telah didapatkan dilapangan.

#### 6) Mengisi Data *Advanced Page*

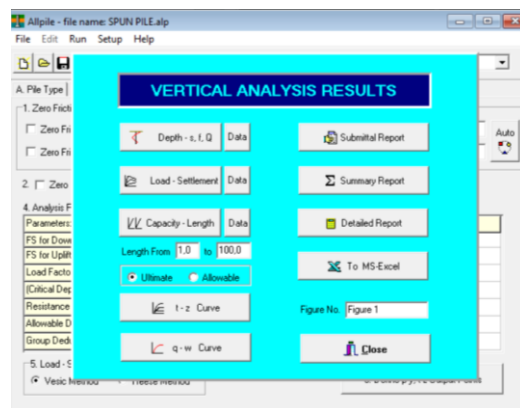


Gambar 2.33: *Advanced Page*

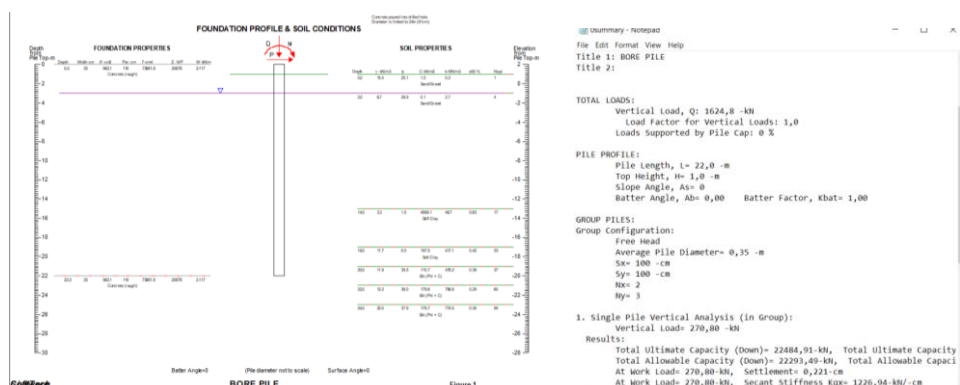
Bagian terakhir adalah *Advanced Page*. anda dapat memasukkan kondisi *zeroskin friction* atau *zero tip resistance* tergantung kondisi *pile* yang di desain. Bagian ini juga berisi *Safety Factor* yang digunakan. Disini peneliti hanya melewati saja, tidak diisi data apapun.

7) Run analisis

Setelah input semua data sudah selesai langkah selanjutnya adalah *runanalysis*, karena peneliti tidak meneliti gaya horizontal, dan hanya meneliti gaya vertical maka dipilihlah *vertical analysis* atau bisa juga dengan menekan tombol F5, maka akan muncul tab seperti diatas, dan pilih *detailed report* untuk hasil detailnya. Setelah itu akan muncul hasil perhitungan kita Hasilnya adalah sebagai berikut :



Gambar 2.34: Run Analisis



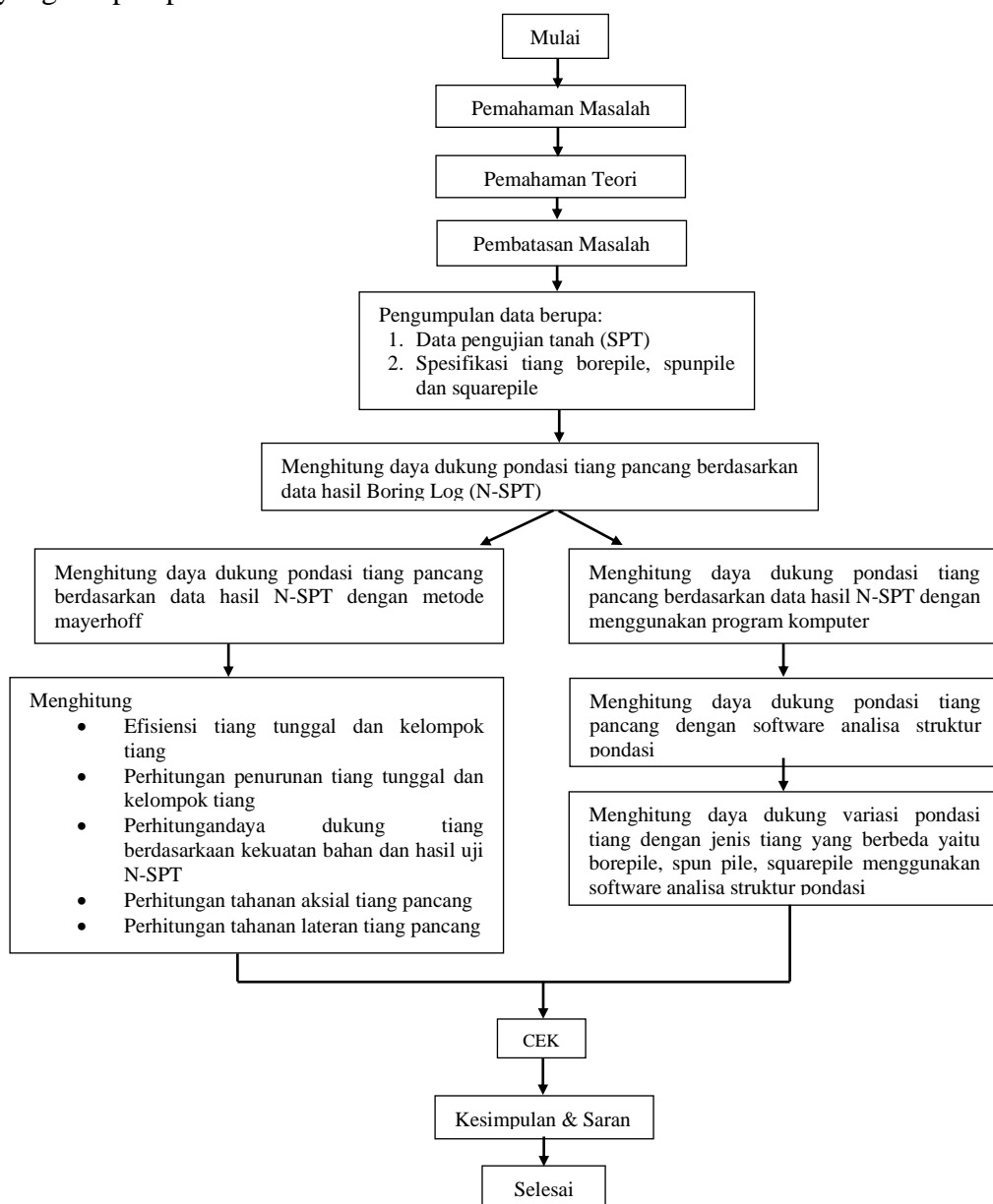
Gambar 2.35: Hasil Analisis

# BAB 3

## METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1 Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan *software* Analisis Struktur. Secara umum, metode penelitian dalam laporan tugas akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian

Berdasarkan gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam laporan tugas akhir ini analisis dilakukan terhadap 2 cara, setiap cara yang digunakan menggunakan data beban vertikal struktur yang dianalisis pada Program Analisa Struktur. Kedua cara tersebut dianalisis secara manual dan program analisa struktur. Hasil dari analisa yang dilakukan akan dibandingkan dalam bentuk grafik.

## **3.2 Data Perencanaan Struktur**

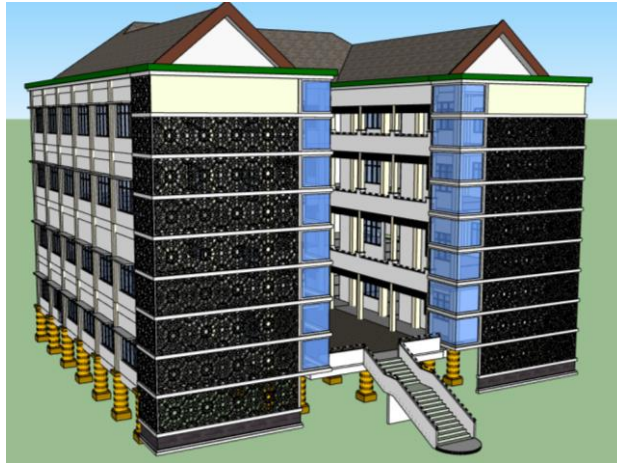
### **3.2.1 Fungsi dan Material Struktur**

Adapun data perencanaan struktur yang dilakukan pada analisis dalam program analisa struktur, yaitu:

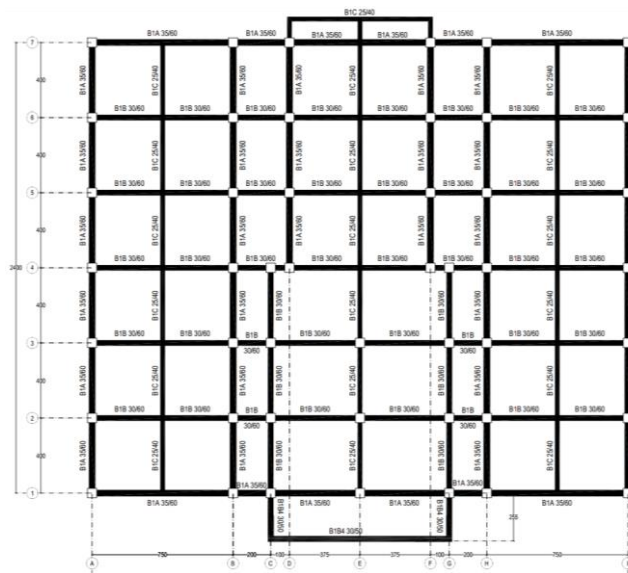
1. Jenis pemanfaatan gedung sekolah.
2. Gedung direncanakan di Penyabungan, Sumatera Utara.
3. Klasifikasi situs batuan tanah sedang (SD).
4. Sistem struktur atas direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
5. Data pengujian tanah (SPT)
6. Spesifikasi tiang *borepile*, *Spun pile* dan *squarepile*.
7. Kuat tekan beton ( $f'c$ ) yang digunakan adalah :  
*Borepile* : 30 MPa  
*Spunpile* : 52 MPa  
*Squarepile* : 42 MPa
8. Mutu tulangan yang digunakan adalah SNI 2052-2017.
  - a. Kuat leleh minimum ( $f_y$ ): 420 Mpa.
  - b. Kuat tarik minimum ( $f_u$ ): 525 Mpa

### **3.2.2 Konfigurasi Bangunan**

Pada Tugas Akhir ini, direncanakan struktur atas bangunan dengan beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan berbentuk simetri. Adapun bentuk pemodelan yang digunakan adalah:

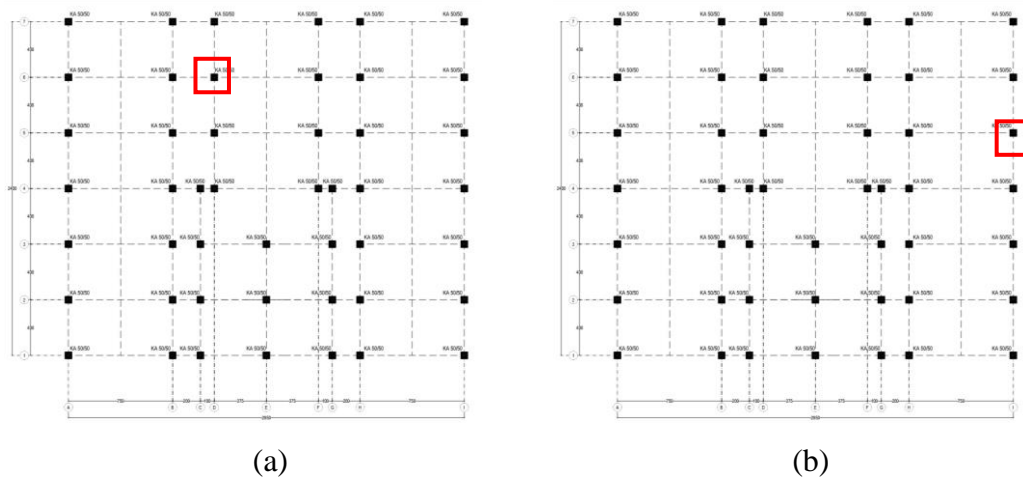


Gambar 3.2: Pemodelan bangunan struktur atas



Gambar 3.3: Denah struktur atas

Struktur yang direncanakan adalah struktur pondasi, Struktur pondasi direncanakan dengan ukuran diameter dan kedalaman pile yang sama. Pada analisa yang dilakukan ditinjau berdasarkan 3 titik pondasi yang berbeda yaitu pada posisi dalam, tepi dan sudut yang ditunjukkan pada garis berwarna merah untuk keseluruhan model.



Gambar 3.4: (a) Perencanaan pondasi pada titik tinjau 1, (b) Perencanaan pondasi pada titik tinjau 2

### 3.2.3 Data SPT

Adapun data pengujian tanah SPT yang digunakan untuk analisa perhitungan pondasi terlampir pada lampiran.

### 3.2.4 Pembebanan

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan diambil dari PPPURG (1987) dan SNI 1727:2020 yang telah disesuaikan dengan jenis dan fungsi bangunan. Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan komponen material bangunan. Nilai beban hidup dan beban mati yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2.

Tabel 3.1: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
Plafon dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
Adukan /cm dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>

Tabel 3.2: Beban pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2020.

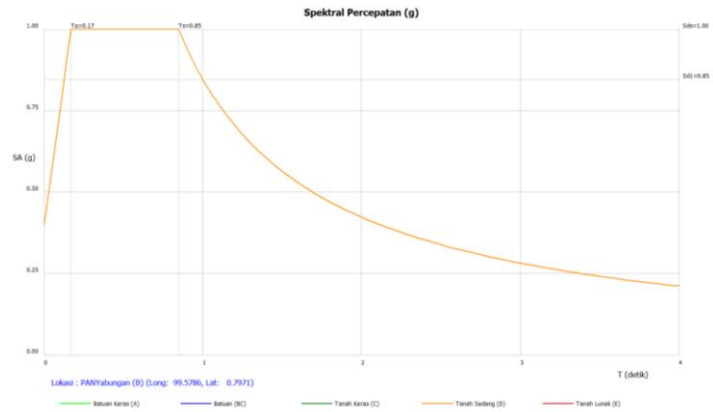
Beban Hidup	Besarnya Beban
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama	4,79 kN/m <sup>2</sup>
Kantor	2,40 kN/m <sup>2</sup>
Koridor di atas lantai pertama	3,83 kN/m <sup>2</sup>
Atap	1 kN/m <sup>2</sup>

Selanjutnya nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai input dalam pemodelan Program Analisa Struktur. *Output* gaya dari Program Analisa Struktur digunakan dalam perhitungan rencana tiang.

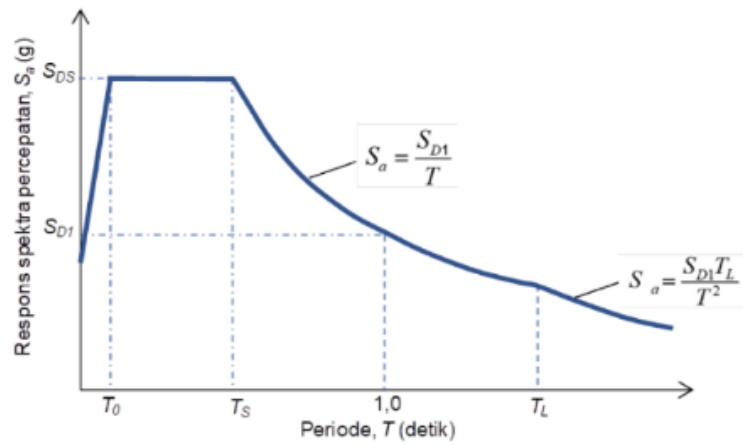
### 3.2.5 Respons Spektrum Desain

Data desain spektra dalam penelitian ini didapat dari PUSKIM PUPR 2019-2020. Dari website tersebut maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

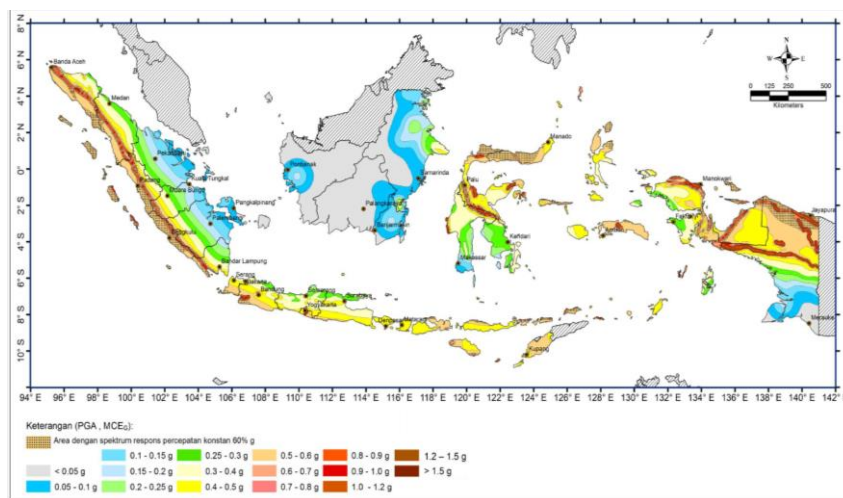
Nama Kota	:	Penyabungan
Kelas Situs	:	SD-Tanah Sedang
$S_s$	:	1.500000 g
$S_1$	:	0.746561 g
TL	:	12 detik
$F_a$	:	1.000
$F_v$	:	1.500
$S_{MS} = F_a \cdot S_s$	:	1.500 g
$S_{M1} = F_v \cdot S_1$	:	0.120 g
$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$	:	1.000 g
$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$	:	0.747 g
$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS}$	:	0.1149 detik
$T_s = S_{D1}/S_{DS}$	:	0.747 detik



Gambar 3.5: Respons spektrum untuk kelas situs SC.



Gambar 3.6: Respons spektrum desain



Gambar 3.7: Peta Gempa 2019.



### 3.2.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Dalam perhitungan pembebanan faktor pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut :

- 1) D
- 2) D + L
- 3) D + (Lr atau R)
- 4)  $D + 0.75 L + 0.75 (Lr \text{ atau } R)$
- 5)  $D + 0.6W$
- 6)  $D + 0.75 (0.6W) + 0.75 L + 0.75 (Lr \text{ atau } R)$
- 7)  $0.6D + 0.6W$
- 8)  $D \pm 0.75E$
- 9)  $D + 0.525E + 0.75L$
- 10)  $0.6D \pm 0.7E$

Sehingga akan digunakan kombinasi beban sebagai berikut. Hasil *output* dari program dengan kombinasi beban yang digunakan hanya untuk analisis mekanik saja, dengan mengambil nilai momen terbesar pada elemen struktur tertentu yang sama dimensinya sedangkan untuk elemen lainnya dengan momen yang lebih kecil dianggap telah terwakili.

#### **Turunan Kombinasi Beban Gempa Sesuai SNI 1726 : 2019**

1. Kombinasi beban yang digunakan dalam analisa nantinya sesuai dengan pasal 4.2.3.1 dan 4.2.3.3 dalam SNI 1726 : 2019.
2. Kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut;
  - 1) D
  - 2) D + L
  - 8)  $D \pm 0.75E$
  - 10)  $0.6D \pm 0.7E$
3. Pengaruh beban gempa horizontal (Eh) dan Vertikal (Ev)  
Berdasarkan pasal 7.4.2 Pengaruh beban gempa (E) pada kombinasi beban menjadi sebagai berikut.

$$E = E_h + E_v \quad (3.1)$$

Sedangkan untuk kombinasi 7, beban gempa (E) dihitung sesuai persamaan:

$$E = E_h - E_v \quad (3.2)$$

Keterangan;

E = pengaruh Beban gempa

$E_h$  = Pengaruh beban gempa horizontal (SNI 1726:2019 pasal 7.4.2.1)

$E_v$  = pengaruh beban gempa vertikal (SNI 1726:2019 pasal 7.4.2.2)

Pengaruh beban gempa horizontal ( $E_h$ ) dihitung sesuai dengan persamaan

$$E_h = \rho \cdot Q_E \quad (3.3)$$

Keterangan

$\rho$  = faktor redudansi (SNI 1726:2019 pasal 7.3.4.2)

$Q_E$  = Pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau  $F_p$  (SNI 1726:2019 pasal 7.5.3)

Beban gempa vertikal ( $E_v$ ) ditentukan persamaan

$$E_v = 0,2 \cdot SDS \cdot D \quad (3.4)$$

Keterangan;

SDS = Parameter percepatan spektrum respons desai pada perioda pendek yang diperoleh (SNI 1726:2019 pasal 6.11.3)

D = pengaruh Beban mati

#### 4. Arah Pembebanan

Berdasarkan pasal 7.5.3 (prosedur arah pembebanan) SNI 1726:2019 “pengaruh beban kritis akibat arah penerapan gaya seismik pada struktur dianggap terpenuhi jika elemen struktur dan fondasinya didesain untuk memikul beban-beban yang ditetapkan berikut; 100 % gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum harus digunakan.”

#### 5. Adapun pengembangan kombinasi pembebanan untuk gempa statik ekuifalen dan gempa dinamik respons. Berdasarkan sub bab 7.2.2, maka

didapatkan untuk Faktor R = 8 nilai  $\rho = 1.3$  yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai SDS = 0,625 untuk kelas situs SC. Untuk nilai yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam analisa perhitungan

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (Ex)	Koefisien (Ey)
Kombinasi 1	1			
Kombinasi 2	1	1		
	<b><math>(1 + 0.14 S_{Ds})DL + 0.7\rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})</math></b>			
Kombinasi 3	1.087		0.273	0.910
Kombinasi 4	1.087		-0.273	-0.910
	<b><math>(1 + 0.14 S_{Ds})DL + 0.7\rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})</math></b>			
Kombinasi 5	1.087		0.910	0.273
Kombinasi 6	1.087		-0.910	-0.273
	<b><math>(0.6 - 0.14 S_{Ds})DL + 0.7\rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})</math></b>			
Kombinasi 7	0.513		0.273	0.910
Kombinasi 8	0.513		-0.273	-0.910
	<b><math>(0.6 - 0.14 S_{Ds})DL + 0.7\rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})</math></b>			
Kombinasi 9	0.513		0.910	0.273
Kombinasi 10	0.513		-0.910	-0.273
Kombinasi Envelope	Nilai absolute dari seluruh kombinasi			

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 10 yaitu kombinasi dengan tipe linear add, sementara Kombinasi maximum adalah kombinasi dengan tipe envelope. Tipe kombinasi ini tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi linear add, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (keterangan pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun joint tergantung dari posisi bebannya)

### 3.2.7 Output Hasil Pembebanan

Program Analisa Struktur menghasilkan tampilan keluaran (*output*) gaya gaya dalam berupa momen, gaya lintang, gaya normal, torsi dan reaksi perletakan. Dengan menggunakan Program Analisa Struktur selain ditampilkan besarnya gaya

yang terjadi dapat juga dibuat diagram untuk setiap gaya-gaya dalam. Adapun hasil *output* Program Analisa Struktur yang diperoleh dari analisi yang dilakukan yaitu sebagai berikut :

Tabel 3.4: *Output* gaya-gaya dalam pada setiap kombinasi TITIK 1

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	My kN.m	Hux kN	Huy kN
Comb 1	712.5389	4.1428	3.6284	61.0058	61.0058
Comb 2	908.787	4.846	5.2158	87.7163	61.0058
Comb 3	1021.6271	51.8783	60.023	118.4185	37.6182
Comb 4	612.6297	49.5003	57.9403	83.4012	20.8092

Tabel 3.5: *Output* gaya-gaya dalam pada setiap kombinasi TITIK 2

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	My kN.m	Hux kN	Huy kN
Comb 1	618.8737	4.1042	4.3939	73.2217	9.1803
Comb 2	777.5209	4.8296	6.293	104.8632	10.6914
Comb 3	773.9168	53.108	46.6913	63.5414	47.0413
Comb 4	418.6833	50.7522	49.2134	21.5121	52.3107

### 3.2.8 Nilai korelasi

Dalam perhitungan yang dilakukan terdapat nilai-nilai yang tidak didapatkan berdasarkan hasil uji. Dengan hal ini digunakan nilai korelasi sebagai berikut :

Tabel 3.6: Nilai Empiris untuk  $D_r$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$  dari tanah berbutir berdasarkan nilai N Koreksi (Bowles, 1977)

Deskripsi	Sangat Lepas	Lepas	Sedang	Padat	Sangat Padat
Kerapatan Relatif ( $D_r$ )	0-0.15	0.15-0.35	0.35-0.65	0.65-0.85	0.85-1.00
Nilai $N'$ -SPT terkoreksi	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Sudut geser dalam ( $\phi$ )( $^\circ$ )	25-30	27-32	30-35	35-40	38-43
Berat volume tanah ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	11.0-15.7	14.1-18.1	17.4-20.4	17.3-22	20.4-23.6

Tabel 3.7: Variasi korelasi N-SPT dengan  $c_u$  tanah lempung (Terzaghi dan Peck, 1967)

Konsistensi	$N$	$c_u$ ( $kN/m^2$ )
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

### 3.3 Analisa Perhitungan Manual

#### 3.3.1 Momen inersia penampang

Pada perhitungan yang dilakukan, diambil momen inersia penampang tiang *Spun pile* sebagai acuan perhitungan jenis tiang lainnya. Hal ini bertujuan untuk menentukan diameter tiang perencanaan.

a. Momen inersia tiang *Spun pile*

Diketahui :

Diameter luar (D) = 35 cm

Diameter Dalam (d) = 22 cm

$$I = \frac{1}{64}\pi(D^4 - d^4)$$

$$I = \frac{1}{64}\pi(35^4 - 22^4)$$

$$I = 62,162.74 \text{ cm}^4$$

b. Momen inersia tiang *Square pile*

$$I = \frac{1}{12}a^4$$

$$62,162.74 \text{ cm}^4 = \frac{1}{12}a^4$$

$$a^4 = 745,952.915 \text{ cm}^4$$

$$a = 29.39 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

c. Momen inersia tiang *Bore pile*

$$I = \frac{1}{64}\pi D^4$$

$$62,162.74 \text{ cm}^4 = \frac{1}{64}\pi D^4$$

$$D^4 = 1,266,369 \text{ cm}^4$$

$$D = 33.55 \text{ cm} \sim 35 \text{ cm}$$

Dari perhitungan momen inersia penampang, digunakan *Spun pile* diameter 35cm, *Square pile* dengan panjang sisi 30cm, dan *Bore pile* diameter 35cm.

### **3.3.2 Kapasitas Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang**

Daya dukung aksial pondasi dalam umumnya dibedakan menjadi :

a) Tiang dukung ujung (*End bearing pile*)

Tiang yang masuk sampai lapisan tanah keras, sehingga daya dukung tanah untuk pondasi ini lebih ditekankan pada tahanan ujungnya.

b) Tiang dukung gesek (*Skin friction pile*)

Apabila tiang tidak mencapai lapisan tanah keras, maka untuk menahan beban yang diterima tiang, mobilisasi tahanan sebagian besar ditimbulkan oleh gesekan antara tiang dengan tanah. Dalam tahap menganalisa kapasitas daya dukung aksial tiang menggunakan formula pada persamaan 2.1.

### **3.3.3 Kapasitas Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang**

Daya dukung lateral ijin adalah gaya lateral yang korespondensi dengan defleksi kepala tiang sebesar  $\frac{1}{2}$ " untuk gaya dukung gempa rencana (nominal) dan 1" untuk beban gempa kuat. tahap menganalisa kapasitas daya dukung aksial tiang menggunakan formula pada persamaan 2.5.

### **3.3.4 Efisiensi Tiang Group Pada Pondasi Tiang**

Dalam menganalisis kelompok tiang akibat pembebanan aksial dilakukan analisis daya dukung tiang tunggal yang direduksi oleh factor tiang group akibat overlapping pembebanan. formula *Converse Labare* pada persamaan 2.12

### **3.3.5 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal**

Dalam analisa penurunan pondasi tiang tunggal pada tugas akhir ini menggunakan formula vesic, 1977. Penurunan akibat beban kerja vertical dijabarkan pada persamaan 2.13.

### 3.3.6 Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Dalam analisa penurunan pondasi tiang kelompok untuk tugas akhir ini menggunakan formula vesic, 1977 pada persamaan 2.17.

### 3.4 Analisa Perhitungan Dengan Program Analisa Struktur

Pada analisa ini, struktur dimodelkan menggunakan bantuan program analisa struktur. Analisa yang dilakukan berupa pemodelan struktur pondasi tiang tunggal dan pemodelan struktur pondasi tiang kelompok. Berikut adalah prosedur pemodelan pada program analisa struktur :

1. Menentukan jenis pondasi yang digunakan  
Pondasi boredpile menggunakan drilled pile sedangkan pondasi tiang pancang menggunakan driving concrete
2. Menentukan tinggi pile cap dan panjang pondasi  
Tinggi pilecap yang digunakan adalah 1 m sedangkan untuk kedalaman pondasi menggunakan 18 m.
3. Menentukan *pile properties* yang digunakan  
Menunjukkan *pile properties* yang digunakan pada pondasi boredpile dan Menunjukkan *pile properties* yang digunakan pada pondasi tiang pancang
4. Menentukan tipe pembebanan yang terjadi  
Pada perhitungan daya dukung pondasi digunakan tipe pembebanan single pile.
5. Menentukan *Soil Properties*  
Data tanah N-SPT di input kedalam program analisa struktur
6. Analisis perhitungan menggunakan program analisa struktur  
Setelah melakukan analisis menggunakan program analisa struktur diketahui untuk pondasi tiang pancang .

### 3.5 Analisa Perhitungan *Analytical Hierarchy Proses* (AHP)

Pada analisa ini dilakukan pemilihan jenis pondasi terbaik dilakukan dengan membandingkan mini pile, *Spun pile* dan *Bore pile* menggunakan analytical Hierarchy process (AHP). Berikut tahapan dalam perhitungan :

1. Mendefinisikan masalah dan menentukan solusi yang diinginkan.
2. Membuat struktur hirarki yang diawali dengan tujuan umum, dilanjutkan dengan kriteria-kriteria, sub kriteria dan alternatif-alternatif pilihan yang ingin di ranking.
3. Membentuk matriks perbandingan berpasangan yang menggambarkan kontribusi relatif atau pengaruh setiap elemen terhadap masing-masing tujuan atau kriteria yang setingkat di atasnya. Perbandingan dilakukan berdasarkan pilihan atau judgment dari pembuat keputusan dengan menilai tingkat tingkat kepentingan suatu elemen dibandingkan elemen lainnya.
4. Menormalkan data yaitu dengan membagi nilai dari setiap elemen di dalam matriks yang berpasangan dengan nilai total dari setiap kolom.
5. Menghitung nilai *eigen vector* dan menguji konsistensinya, jika tidak konsisten pengambil data (preferensi) perlu diulangi. Nilai *eigen vector* yang dimaksud adalah nilai *eigen vector maximum* yang diperoleh dengan menggunakan matlab maupun manual.
6. Mengulangi langkah 3, 4, dan 5 untuk seluruh tingkat hirarki.
7. Menghitung *eigen vector* dari setiap matriks perbandingan berpasangan. Nilai *eigen vector* merupakan bobot setiap elemen. Langkah ini mensintesis pilihan dan penentuan prioritas elemen-elemen pada tingkat hirarki terendah sampai pencapaian tujuan.
8. Menguji konsistensi hirarki. Jika tidak memenuhi dengan  $CR < 0,100$  maka penilaian harus diulang kembali.



## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Hasil Perhitungan Analisa

Pada Bab ini akan membahas tentang hasil studi dari hasil analisis manual dan program analisa struktur serta akan diperiksa berdasarkan peraturan yang telah ditentukan oleh SNI 8460:2017 dan SNI 2847:2019. Pada bab ini akan membandingkan perhitungan analisa daya dukung pondasi tiang tunggal dan kelompok, penurunan, tahanan aksial izin, tahanan lateral izin dan analisa *Analytical Hierarchy Proses* (AHP).

#### 4.2 Hasil Analisis Pada Titik 1

##### 4.2.1 Daya dukung pondasi tiang tunggal dan kelompok

Berdasarkan SNI 8460:2017, Kapasitas ultimit tiang diperoleh dari tahanan gesek sepanjang selimut tiang ditambah dengan tahanan ujung tiang. Kontribusi dari masing-masing terhadap kapasitas total tiang tergantung antara lain kepada kepadatan, kuat geser tanah dan karakteristik dari tiang. Kapasitas ultimit tiang dimana tahanan tanah sudah termobilisasi sepenuhnya. Pada beban yang lebih besar dari kapasitas ultimitnya akan terjadi keruntuhan. Nilai daya dukung pondasi pada perhitungan manual dihitung berdasarkan rumus *Mayerhoff*. Daya dukung ultimit tiang pancang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1: Perbandingan daya dukung tiang tunggal berdasarkan perhitungan manual

Keterangan	Satuan	<i>Spun pile</i>	<i>Square pile</i>	Borepile
Daya dukung ujung (Qb)	ton	131.76	204.48	217.82
Daya dukung selimut (Qs)	ton	38.04	63.3	12.91
Daya dukung Ultimit (Qult)	ton	169.80	267.78	230.74
Daya dukung izin (Qall)	ton	67.92	107.11	92.29

Dari tabel 4.1 dapat diketahui bahwa berdasarkan data SPT dikedalaman tiang bor 10 m ditinjau dari nilai Qult maka *Square pile* memiliki nilai terbesar dibandingkan dengan nilai *Spun pile* dan borepile yaitu  $Q_{ult} = 267,78$  ton. Hal tersebut dikarenakan luas penampang dan luas selimut tiang *Square pile* lebih besar dibandingkan tiang *Spun pile* dan tiang bore. Hal ini juga dipengaruhi bentuk penampang tiang.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui nilai daya dukung tiang tunggal. Nilai daya dukung tiang tunggal ultimit diperoleh dari daya dukung gesek sepanjang selimut tiang tunggal (*side resistance*) ditambah dengan tahanan ujung tiang tunggal (*tip resistance*). Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel 4.2: Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Keterangan	Satuan	<i>Spun pile</i>	<i>Square pile</i>	Borepile
Daya dukung ujung (Qb)	ton	135.879	118.61	81.42
Daya dukung selimut (Qs)	ton	252.109	275.03	252.11
Daya dukung ultimate (Qult)	ton	387.988	393.64	333.53
Daya dukung izin (Qall)	ton	155.195	157.46	133.41

Dari tabel 4.2 dapat diketahui bahwa berdasarkan analisa yang menggunakan program analisa struktur pondasi pada kedalaman tiang bor 10 m ditinjau dari nilai Qult maka *Square pile* memiliki nilai terbesar dibandingkan dengan nilai *Spun pile* dan borepile yaitu  $Q_{ult} = 387,988$  ton. Hal tersebut dikarenakan luas penampang dan luas selimut tiang *Square pile* lebih besar dibandingkan tiang *Spun pile* dan tiang bore. Hal ini juga dipengaruhi bentuk penampang tiang. Terdapat selisih nilai daya dukung tiang tunggal antara perhitungan manual dan *output* program analisa struktur pondasi. Perhitungan daya dukung tiang tunggal secara manual memiliki nilai yang lebih kecil dengan selisih 56% pada *Spunpile*, 32% pada *Square pile* dan 31% pada Borepile dibandingkan dengan hasil hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Berdasarkan SNI 8460 :2017, Daya dukung kelompok tiang diperoleh dari total daya dukung tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dan dikalikan dengan suatu group reduction factor yang dihitung oleh metode yang sudah baku (misalnya *Block Failure*, faktor efisiensi dari *Converse Labire*). Pada perhitungan manual daya dukung tiang kelompok diperoleh dari nilai daya dukung izin tiang tunggal dikali nilai efisiensi tiang (metode *converse labire*) dan jumlah tiang. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.3: Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan perhitungan manual

Jenis tiang	Efisiensi	Banyak tiang	Daya dukung	Daya dukung	Beban	Keterangan	Lebar
	tiang	desain	izin tiang	kelompok tiang	struktur atas		blok
	(Eg)	(n)	Qall	Qg	Qsap		Bg
Spun pile	0.7857	4	67.92 ton	213.46 ton	102.16 ton	OKE	1350 mm
Square pile	0.8440	4	107.11 ton	361.63 ton	102.16 ton	OKE	1500 mm
Bore pile	0.7857	4	92.30 ton	290.06 ton	102.16 ton	OKE	1350 mm

Dari tabel 4.3 diketahui bahwa jumlah tiang desain sama yaitu 4 titik. Dapat diketahui daya dukung izin kelompok tiang berdasarkan perhitungan manual *Square pile* memiliki nilai tertinggi di banding yang lain hal ini sudah dijelaskan pada hasil daya dukung tunggal. Pada tiang *Square pile* lebar blok 1500mm atau 1.5m, dimensi tersebut disebabkan karena jarak antar tiang yang berbeda dengan tiang lainnya yaitu 1350mm atau 1.35m gal ini mengacu pada SNI 8460 :2017 Untuk fondasi tiang jarak antara as ke as tiang tidak boleh kurang dari keliling tiang atau untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang. Daya dukung kelompok tiang *Square pile* memiliki nilai lebih besar dibandingkan tiang *Spun pile* dan *Bore pile*, dikarenakan pada tabel 4.1 tiang *Square pile* memiliki daya dukung selimut yang lebih besar.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui nilai daya dukung kelompok tiang. Nilai daya dukung kelompok tiang ultimit diperoleh dari daya dukung gesek sepanjang selimut kelompok tiang (*side resistance*) ditambah dengan daya dukung ujung tiang kelompok (*tip resistance*). Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4: Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Keterangan	Satuan	<i>Spun pile</i>	<i>Square pile</i>	Borepile
Daya dukung ujung (Qb)	ton	543.51	474.44	325.69
Daya dukung selimut (Qs)	ton	1008.44	1100.11	1008.44
Daya dukung ultimate (Qult)	ton	1551.95	1574.55	1334.13
Daya dukung izin (Qall)	ton	620.78	629.82	533.65

Dari tabel 4.4 diketahui bahwa jumlah tiang desain sama yaitu 4 titik. Dapat diketahui daya dukung izin kelompok tiang berdasarkan hasil *output* program analisa struktur *Square pile* memiliki nilai tertinggi di banding yang lain hal ini sudah dijelaskan pada hasil daya dukung tunggal. Terdapat selisih nilai daya dukung kelompok tiang antara perhitungan manual dan *output* program analisa struktur pondasi yang cukup besar, hal ini dikarenakan pada perhitungan manual memperhitungkan nilai Efisiensi tiang.

#### 4.2.2 Penurunan/Settlement

Berdasarkan SNI 8460 :2017, Kelompok tiang terjadi bila jarak antara tiang sedemikian rupa sehingga daya dukung dan perilaku penurunan tiang tunggal akan dipengaruhi oleh tiang-tiang yang lainnya. Pengaruh kelompok tiang harus diperhitungkan dalam merencanakan daya dukung kelompok tiang dan penurunan kelompok tiang. Perkiraan penurunan kelompok tiang berdasarkan perhitungan manual dilakukan dengan menggunakan metode semi empiris. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.5

Tabel 4.5: Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan perhitungan manual.

Jenis Tiang	Penurunan Tiang Tunggal	Lebar blok pondasi	Penurunan Kelompok Tiang
<i>Spun pile</i>	1.7794mm	1350mm	3.495mm
<i>Square pile</i>	1.6111mm	1500mm	3.602mm
<i>Bore pile</i>	1.6179mm	1350mm	3.177mm

Dari tabel 4.5 diketahui penurunan total yang terjadi masih dalam kategori aman karena penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan penurunan izin yang mana penurunan izin berdasarkan SNI 8460:2017 pasal 9.2.4.3 Penurunan izin  $< 15 \text{ cm} + b/600$  (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6: Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Jenis Tiang	Penurunan Tiang Tunggal	Lebar blok Pondasi	Penurunan Kelompok Tiang
<i>Spun pile</i>	1.1500mm	1350mm	1.150mm
<i>Square pile</i>	0.7400mm	1500mm	0.743mm
<i>Bore pile</i>	0.7000mm	1350mm	0.700mm

Dari tabel 4.6 diketahui penurunan total yang terjadi masih dalam kategori aman karena penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan penurunan izin yang mana penurunan izin berdasarkan SNI 8460:2017 pasal 9.2.4.3 Penurunan izin  $< 15 \text{ cm} + b/600$  (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman. Pada analisa yang telah dilakukan maka hasil penurunan berdasarkan *output* program analisa struktur pondasi memiliki nilai yang lebih kecil dibandingkan perhitungan manual.

#### 4.2.3 Analisa Tahanan Aksial Izin

Pada perhitungan tahanan aksial berdasarkan perhitungan manual dilakukan dengan beberapa metode diantaranya berdasarkan kekuatan bahan, berdasarkan metode *L.Decourt* dan berdasarkan metode *Mayerhoff* dengan menggunakan data hasil uji tanah SPT. Nilai yang diambil sebagai tahanan aksial izin ialah nilai terkecil dari metode yang digunakan. Analisa perhitungan dapat dilihat pada lampiran. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.7: Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan perhitungan manual

Jenis tiang	Tahanan aksial izin (Pizin)
<i>Spun pile</i>	330 kN
<i>Square pile</i>	390 kN
<i>Bore pile</i>	380 kN

Pada tabel 4.7 didapatkan hasil tahanan aksial izin berdasarkan perhitungan manual dari tiang pondasi *Spun pile*, *Square pile* dan *Bore pile*. Nilai tahanan aksial izin tiang *Spun pile* lebih kecil dibanding dengan *Square pile* dan borepile. Hal ini dikarenakan pada perhitungan analisa dengan metode *Mayerhoff* terdapat faktor kali luas penampang tiang (A), dimana *Spun pile* memiliki luas penampang yang lebih kecil dibanding tiang lainnya, yang berpengaruh pada besaran nilai tahanan aksial izin. Ditinjau dari luas penampang *Spun pile* memiliki rongga dibagian tengah sehingga luasannya menjadi lebih kecil. Pada lampiran dilakukan perhitungan terhadap kontrol daya dukung izin aksial tiang, dengan hasil hasil pada batas aman.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.8.

Tabel 4.8: Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi

Jenis Tiang	Tahanan aksial izin (Pizin) kN
<i>Spun pile</i>	2328kN
<i>Square pile</i>	2362kN
<i>Bore pile</i>	2001kN

Pada tabel 4.8 didapatkan hasil tahanan aksial izin berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi dari tiang pondasi *Spun pile*, *Square pile* dan

*Bore pile*. Nilai tahanan aksial izin tiang *Bore pile* lebih kecil dibanding dengan *Square pile* dan *spunpile*.

#### 4.2.5 Analisa Tahanan Lateral Izin

Pada perhitungan tahanan lateral berdasarkan perhitungan manual dilakukan dengan beberapa metode diantaranya berdasarkan defleksi tiang maksimum dan berdasarkan momen maksimum. Nilai yang diambil sebagai tahanan aksial izin ialah nilai terkecil dari metode yang digunakan. Analisa perhitungan dapat dilihat pada lampiran. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.9.

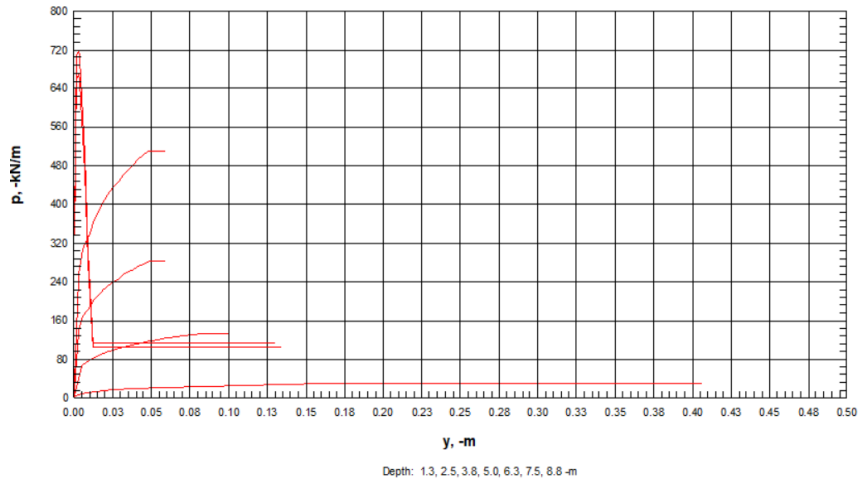
Tabel 4.9: Perbandingan Nilai Tahanan Lateral Izin Pijin

Jenis tiang	Tahanan lateral izin (Hizin)
<i>Spun pile</i>	135 kN
<i>Square pile</i>	120 kN
<i>Bore pile</i>	130 kN

Pada tabel 4.9 didapatkan hasil tahanan lateral izin dari tiang pondasi *Spun pile*, *Square pile* dan *Bore pile*. Nilai tahanan lateral izin pada tiang *Square pile* lebih kecil dibanding dengan *Spun pile* dan *Bore pile*. Hal ini dikarenakan pada analisa perhitungan metode defleksi tiang maksimum terdapat faktor kali momen inersia penampang ( $I$ ), dimana *Square pile* memiliki nilai momen inersia penampang lebih kecil dibanding tiang lainnya, yang berpengaruh pada besaran nilai tahanan lateral izin. Pada lampiran dilakukan perhitungan terhadap kontrol daya dukung izin lateral tiang, dengan hasil masih pada batas aman.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui besarnya tahanan lateral yang terjadi. Hasil analisa ditunjukkan dalam kurva P-Y. Kurva P-Y mendefenisikan hubungan beban lateral dan defleksi antara tanah dan tiang yang digambarkan oleh sebuah kurva. Sumbu p adalah tahanan lateral tanah per satuan Panjang tiang dan sumbu y adalah defleksi lateral tiang.

P-Y curves for soils

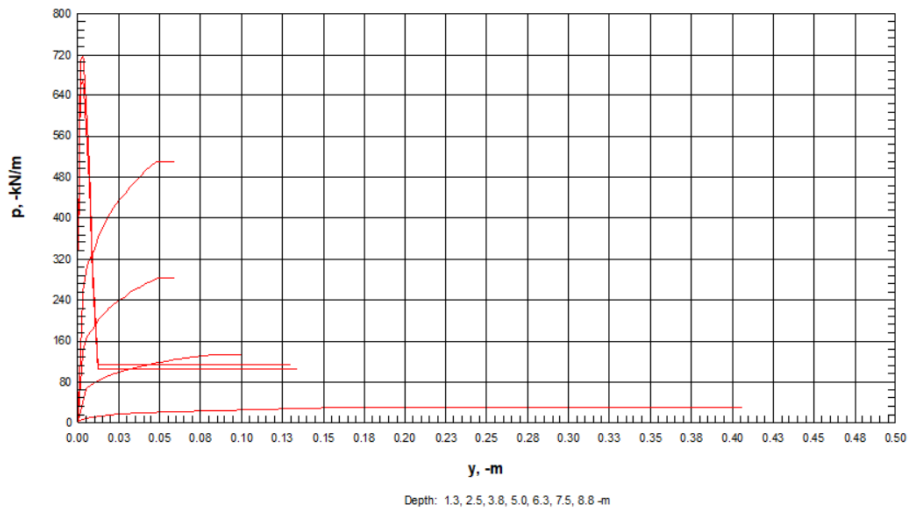


TI SPUN PILE TIANG TUNGGAL

Figure 2

Gambar 4.1: Kurva P-Y *Spun pile* tiang tunggal

P-Y curves for soils



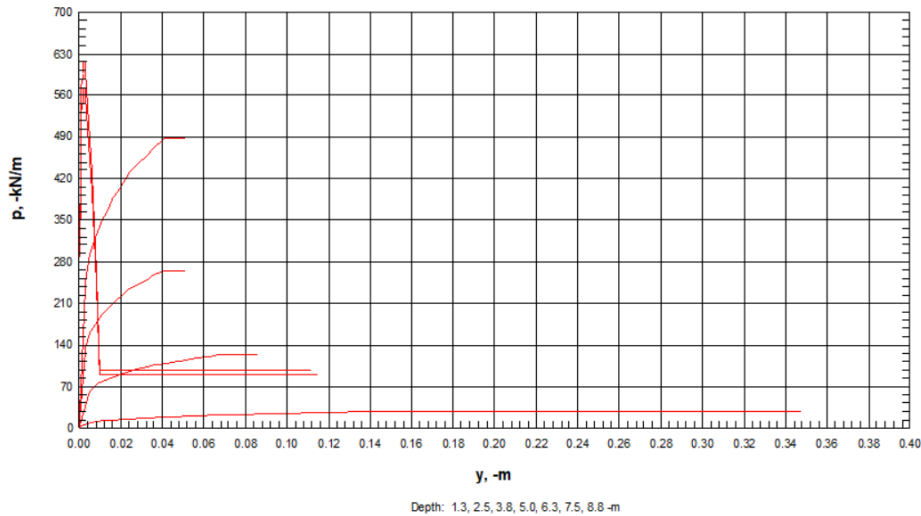
TI BORE PILE TIANG TUNGGAL

Figure 2

Gambar 4.2: Kurva P-Y *Bore pile* tiang tunggal



### P-Y curves for soils



TI SQUARE PILE TIANG TUNGGAL

Figure 2

Gambar 4.3: Kurva P-Y *Square pile* tiang tunggal

Secara keseluruhan, berdasarkan kurva p-y diatas, tahanan lateral tanah menunjukkan hubungan linear terhadap kedalaman. Tahanan lateral tanah sekitar tiang akan semakin meningkat seiring dengan kedalaman tiang. Terlihat perbedaan nilai tahanan lateral tanah yang begitu signifikan pada kedalaman 1,3m, 2,5m, 3,8m, 5,0m, 6,3m, 7,5m, dan 8,8m. pada kedalaman 1,3m, 2,5m, 3,8m, dan 5,0m merupakan kurva yang menggambarkan tiang berperilaku liat (ductile) sedangkan pada kedalaman 6,3m, 7,5m, dan 8,8m merupakan kurva yang menggambarkan tiang berperilaku getas (brittle). Pada grafik perbandingan P-Y dari tiang *Spun pile*, *Square pile* dan borepile nilai tertinggi yaitu 720 kN pada tiang *Spun pile* dan *Bore pile*, sedangkan *Square pile* yaitu 616kN. Dari pemaparan jumlah tiang, jumlah tiang tidak mempengaruhi nilai p-y yang dihasilkan oleh grup tiang, karena berapa pun kombinasi jumlah tiang dalam sebuah grup akan menghasilkan nilai p-y yang sama.

#### 4.2.6 Analisa metode Analytical Hierarcy Process

Pemilihan jenis pondasi terbaik dilakukan dengan membandingkan *mini pile*, *Spun pile* dan *Bore pile* menggunakan *analytical Hierarcy process* (AHP). Berikut skema pengambilan keputusan:

- a. Matriks perbandingan berdasarkan daya dukung kelompok tiang

Perbandingan dilakukan berdasarkan nilai daya dukung kelompok tiang yang diambil dari tabel 4.3.

Tabel 4.10: Matriks perbandingan kriteria daya dukung kelompok tiang

Daya dukung	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	0.2	0.333	0.11	0.13	0.08	0.32	0.11
Square pile	5	1	3	0.56	0.65	0.69	1.90	0.63
Bore pile	3	0.33	1	0.33	0.22	0.23	0.78	0.26
Jumlah	<b>9</b>	<b>1.53</b>	<b>4.33</b>	Total rata-rata				<b>1.000</b>

Berdasarkan tabel 4.10 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan daya dukung kelompok tiang yaitu *Square pile*, selanjutnya borepile, kemudian *Spun pile*. Hal ini mengacu pada perhitungan yang telah dilakukan bahwa *Square pile* ukuran 30cm x 30cm memiliki daya dukung ultimit yang lebih besar dibandingkan *Bore pile* dan *Spun pile* yang berdiameter 35cm.

- b. Matriks perbandingan berdasarkan penurunan tiang

Perbandingan dilakukan berdasarkan penurunan tiang yang diambil dari tabel 4.5.

Tabel 4.11: Matriks perbandingan kriteria penurunan tiang

Penurunan	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	3	0.333	0.23	0.33	0.22	0.78	0.26
Square pile	0.33333	1	0.2	0.08	0.11	0.13	0.32	0.11
Bore pile	3	5.00	1	0.69	0.56	0.65	1.90	0.63
Jumlah	<b>4.33333</b>	<b>9.00</b>	<b>1.53</b>	Total rata-rata				<b>1</b>

Berdasarkan tabel 4.11 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan penuruna yang terjadi yaitu borepile, selanjutnya *Spun pile*, kemudian *Square pile*.

c. Matriks perbandingan berdasarkan nilai Pijin

Perbandingan dilakukan berdasarkan nilai Pijin tiang yang diambil dari tabel 4.7.

Tabel 4.12: Matriks perbandingan kriteria Pijin

Pijin	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	0.2	0.333	0.11	0.13	0.08	0.32	0.11
Square pile	5	1	3	0.56	0.65	0.69	1.90	0.63
Bore pile	3	0.33	1	0.33	0.22	0.23	0.78	0.26
Jumlah	<b>9</b>	<b>1.53</b>	<b>4.33</b>	Total rata-rata				<b>1</b>

Berdasarkan tabel 4.12 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan Tahanan aksial (Pijin) yang terjadi yaitu *Square pile*, selanjutnya borepile, yang terakhir *Spun pile*.

d. Matriks perbandingan berdasarkan nilai Hijin

Perbandingan dilakukan berdasarkan nilai Hijin tiang yang diambil dari tabel 4.9.

Tabel 4.13: Matriks perbandingan kriteria Hijin terhadap alternatif

Hijin	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	5	3.000	0.71	0.56	0.69	1.96	0.65
Square pile	0.2	1	0.333333	0.14	0.11	0.08	0.33	0.11
Bore pile	0.2	3.00	1	0.14	0.33	0.23	0.71	0.24
Jumlah	<b>1.4</b>	<b>9</b>	<b>4.33</b>	Total rata-rata				<b>1</b>

Berdasarkan tabel 4.13 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan Tahanan lateral (Hijin) yang terjadi yaitu *Square pile*, selanjutnya borepile, yang terakhir *Spun pile*.

Tabel 4.14: Hasil akhir perbandingan jenis pondasi terbaik

Hasil akhir perbandingan	
<i>Spun pile</i>	0.282
<i>Square pile</i>	0.371
<i>Bore pile</i>	0.347
Total	1

Berdasarkan tabel 4.15 dapat disimpulkan *Square pile* merupakan alternatif terbaik dan saya dukung kelompok merupakan faktor terpenting dalam pengambilan keputusan.

### 4.3 Hasil Analisis Pada Titik 2

#### 4.3.1 Daya dukung pondasi tiang tunggal dan kelompok

Berdasarkan SNI 8460:2017, Kapasitas ultimit tiang diperoleh dari tahanan gesek sepanjang selimut tiang ditambah dengan tahanan ujung tiang. Kontribusi dari masing-masing terhadap kapasitas total tiang tergantung antara lain kepada kepadatan, kuat geser tanah dan karakteristik dari tiang. Kapasitas ultimit tiang dimana tahanan tanah sudah termobilisasi sepenuhnya. Pada beban yang lebih besar dari kapasitas ultimitnya akan terjadi keruntuhan. Nilai daya dukung pondasi pada perhitungan manual dihitung berdasarkan rumus *Mayerhoff*. Daya dukung ultimit tiang pancang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.15: Perbandingan daya dukung tiang tunggal berdasarkan perhitungan manual

Keterangan	Satuan	<i>Spun pile</i>	<i>Square pile</i>	Borepile
Daya dukung ujung (Qb)	ton	131.76	204.48	217.82
Daya dukung selimut (Qs)	ton	38.04	63.3	12.91
Daya dukung Ultimit (Qult)	ton	169.80	267.78	230.74
Daya dukung izin (Qall)	ton	67.92	107.11	92.29

Dari tabel 4.15 dapat diketahui bahwa berdasarkan data SPT dikedalaman tiang bor 10 m ditinjau dari nilai Qult maka *Square pile* memiliki nilai terbesar dibandingkan dengan nilai *Spun pile* dan borepile yaitu Qult = 267,78 ton. Hal tersebut dikarenakan luas penampang dan luas selimut tiang *Square pile* lebih besar dibandingkan tiang *Spun pile* dan tiang bore. Hal ini juga dipengaruhi bentuk penampang tiang.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui nilai daya dukung tiang tunggal. Nilai daya dukung tiang tunggal ultimate diperoleh dari daya dukung gesek sepanjang selimut tiang tunggal (*side resistance*) ditambah dengan tahanan ujung tiang tunggal (*tip resistance*). Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.16: Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Keterangan	Satuan	<i>Spun pile</i>	<i>Square pile</i>	Borepile
Daya dukung ujung (Qb)	ton	135.879	118.61	81.42
Daya dukung selimut (Qs)	ton	252.109	275.03	252.11
Daya dukung ultimate (Qult)	ton	387.988	393.64	333.53
Daya dukung izin (Qall)	ton	155.195	157.46	133.41

Dari tabel 4.16 dapat diketahui bahwa berdasarkan analisa yang menggunakan program analisa struktur pondasi pada kedalaman tiang bor 10 m ditinjau dari nilai Qult maka *Square pile* memiliki nilai terbesar dibandingkan dengan nilai *Spun pile* dan borepile yaitu Qult = 393,64 ton. Hal tersebut dikarenakan luas penampang dan luas selimut tiang *Square pile* lebih besar dibandingkan tiang *Spun pile* dan tiang bore. Hal ini juga dipengaruhi bentuk penampang tiang. Terdapat selisih nilai daya dukung tiang tunggal antara perhitungan manual dan *output* program analisa struktur pondasi. Perhitungan daya dukung tiang tunggal secara manual memiliki nilai yang lebih kecil dengan selisih 56% pada *Spunpile*, 32% pada *Square pile* dan 31% pada *Borepile* dibandingkan dengan hasil hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Berdasarkan SNI 8460 :2017, Daya dukung kelompok tiang diperoleh dari total daya dukung tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dan dikalikan dengan suatu group reduction factor yang dihitung oleh metode yang sudah baku (misalnya *Block Failure*, faktor efisiensi dari *Converse Labire*). Pada perhitungan manual daya dukung tiang kelompok diperoleh dari nilai daya dukung izin tiang tunggal dikali nilai efisiensi tiang (metode converse labire) dan jumlah tiang. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.17.

Tabel 4.17: Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan perhitungan manual

Jenis tiang	Efisiensi	Banyak tiang	Daya dukung	Daya dukung	Beban	Keterangan	Lebar
	tiang	desain	izin tiang	kelompok tiang	struktur atas		blok
	(Eg)	(n)	Qall	Qg	Qsap		Bg
Spun pile	0.7857	4	67.92 ton	213.46 ton	77.75 ton	OKE	1350 mm
Square pile	0.8440	4	107.11 ton	361.63 ton	77.75 ton	OKE	1500 mm
Bore pile	0.7857	4	92.30 ton	290.06 ton	77.75 ton	OKE	1350 mm

Dari tabel 4.18 diketahui bahwa jumlah tiang desain sama yaitu 4 titik. Dapat diketahui daya dukung izin kelompok tiang berdasarkan perhitungan manual *Square pile* memiliki nilai tertinggi di banding yang lain hal ini sudah dijelaskan pada hasil daya dukung tunggal. Pada tiang *Square pile* lebar blok 1500mm atau 1.5m, dimensi tersebut disebabkan karena jarak antar tiang yang berbeda dengan tiang lainnya yaitu 1350mm atau 1.35m gal ini mengacu pada SNI 8460 :2017 Untuk fondasi tiang jarak antara as ke as tiang tidak boleh kurang dari keliling tiang atau untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang. Daya dukung kelompok tiang *Square pile* memiliki nilai lebih besar dibandingkan tiang *Spun pile* dan *Bore pile*, dikarenakan pada tabel 4.1 tiang *Square pile* memiliki daya dukung selimut yang lebih besar.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui nilai daya dukung kelompok tiang. Nilai daya dukung kelompok tiang ultimit diperoleh dari daya dukung gesek sepanjang selimut kelompok tiang (*side resistance*) ditambah dengan daya dukung ujung tiang kelompok (*tip resistance*). Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.18.

Tabel 4.18: Perbandingan daya dukung tiang kelompok berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Keterangan	Satuan	<i>Spun pile</i>	<i>Square pile</i>	Borepile
Daya dukung ujung (Qb)	ton	543.51	474.44	325.69
Daya dukung selimut (Qs)	ton	1008.44	1100.11	1008.44
Daya dukung ultimate (Qult)	ton	1551.95	1574.55	1334.13
Daya dukung izin (Qall)	ton	620.78	629.82	533.65

Dari tabel 4.18 diketahui bahwa jumlah tiang desain sama yaitu 4 titik. Dapat diketahui daya dukung izin kelompok tiang berdasarkan hasil *output* program analisa struktur *Square pile* memiliki nilai tertinggi di banding yang lain hal ini sudah dijelaskan pada hasil daya dukung tunggal. Terdapat selisih nilai daya dukung kelompok tiang antara perhitungan manual dan *output* program analisa struktur pondasi yang cukup besar, hal ini dikarenakan pada perhitungan manual memperhitungkan nilai Efisiensi tiang.

#### 4.3.2 Penurunan/Settlement

Berdasarkan SNI 8460 :2017, Kelompok tiang terjadi bila jarak antara tiang sedemikian rupa sehingga daya dukung dan perilaku penurunan tiang tunggal akan dipengaruhi oleh tiang-tiang yang lainnya. Pengaruh kelompok tiang harus diperhitungkan dalam merencanakan daya dukung kelompok tiang dan penurunan kelompok tiang. Perkiraan penurunan kelompok tiang berdasarkan perhitungan manual dilakukan dengan menggunakan metode semi empiris. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.19

Tabel 4.19: Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan perhitungan manual.

Jenis Tiang	Penurunan Tiang Tunggal	Lebar blok pondasi	Penurunan Kelompok Tiang
<i>Spun pile</i>	1.470mm	1350mm	2.887mm
<i>Square pile</i>	1.388mm	1500mm	3.103mm
<i>Bore pile</i>	0.970mm	1350mm	1.906mm

Dari tabel 4.19 diketahui penurunan total yang terjadi masih dalam kategori aman karena penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan penurunan izin yang mana penurunan izin berdasarkan SNI 8460:2017 pasal 9.2.4.3 Penurunan izin  $< 15 \text{ cm} + b/600$  (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.20

Tabel 4.20: Perbandingan penurunan pada setiap jenis tiang berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi.

Jenis Tiang	Penurunan Tiang Tunggal	Lebar blok pondasi	Penurunan Kelompok Tiang
<i>Spun pile</i>	0.80mm	1350mm	0.88mm
<i>Square pile</i>	0.56mm	1500mm	0.56mm
<i>Bore pile</i>	0.54mm	1350mm	0.54mm

Dari tabel 4.20 diketahui penurunan total yang terjadi masih dalam kategori aman karena penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan penurunan izin yang mana penurunan izin berdasarkan SNI 8460:2017 pasal 9.2.4.3 Penurunan izin  $< 15 \text{ cm} + b/600$  (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman. Pada analisa yang telah dilakukan maka hasil penurunan berdasarkan *output* program analisa struktur pondasi memiliki nilai yang lebih kecil dibandingkan perhitungan manual.

### 4.3.3 Analisa Tahanan Aksial Izin

Pada perhitungan tahanan aksial berdasarkan perhitungan manual dilakukan dengan beberapa metode diantaranya berdasarkan kekuatan bahan, berdasarkan metode *L.Decourt* dan berdasarkan metode *Mayerhoff* dengan menggunakan data hasil uji tanah SPT. Nilai yang diambil sebagai tahanan aksial izin ialah nilai terkecil dari metode yang digunakan. Analisa perhitungan dapat dilihat pada lampiran. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.21.

Tabel 4.21: Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan perhitungan manual

Jenis tiang	Tahanan aksial izin (Pizin)
<i>Spun pile</i>	330 kN
<i>Square pile</i>	390 kN
<i>Bore pile</i>	381 kN



Pada tabel 4.21 didapatkan hasil tahanan aksial izin berdasarkan perhitungan manual dari tiang pondasi *Spun pile*, *Square pile* dan *Bore pile*. Nilai tahanan aksial izin tiang *Spun pile* lebih kecil dibanding dengan *Square pile* dan borepile. Hal ini dikarenakan pada perhitungan analisa dengan metode *Mayerhoff* terdapat faktor kali luas penampang tiang (A), dimana *Spun pile* memiliki luas penampang yang lebih kecil dibanding tiang lainnya, yang berpengaruh pada besaran nilai tahanan aksial izin. Ditinjau dari luas penampang *Spun pile* memiliki rongga dibagian tengah sehingga luasannya menjadi lebih kecil. Pada lampiran dilakukan perhitungan terhadap kontrol daya dukung izin aksial tiang, dengan hasil masih pada batas aman.

Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.22.

Tabel 4.22: Perbandingan Nilai Tahanan Aksial Izin Pijin berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi

Jenis Tiang	Tahanan aksial izin (Pizin) kN
<i>Spun pile</i>	2328kN
<i>Square pile</i>	2362kN
<i>Bore pile</i>	2001kN

Pada tabel 4.22 didapatkan hasil tahanan aksial izin berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi dari tiang pondasi *Spun pile*, *Square pile* dan *Bore pile*. Nilai tahanan aksial izin tiang *Bore pile* lebih kecil dibanding dengan *Square pile* dan spunpile.

#### 4.2.7 Analisa Tahanan Lateral Izin

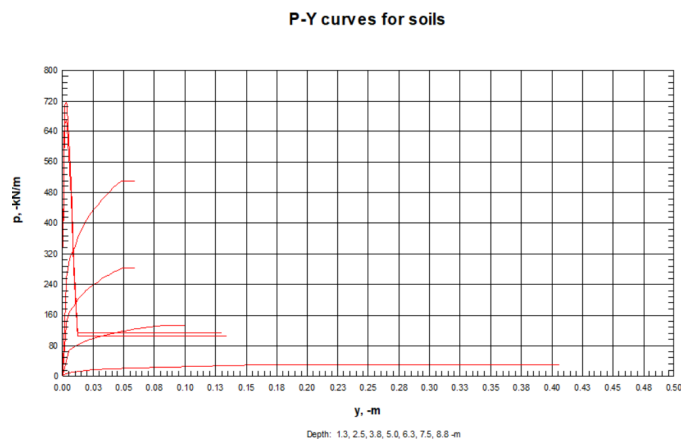
Pada perhitungan tahanan lateral berdasarkan perhitungan manual dilakukan dengan beberapa metode diantaranya berdasarkan defleksi tiang maksimum dan berdasarkan momen maksimum. Nilai yang diambil sebagai tahanan aksial izin ialah nilai terkecil dari metode yang digunakan. Analisa perhitungan dapat dilihat pada lampiran. Untuk hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.23.

Tabel 4.23: Perbandingan Nilai Tahanan Lateral Izin Pijin

Jenis tiang	Tahanan lateral izin (Hizin)
<i>Spun pile</i>	135 kN
<i>Square pile</i>	120 kN
<i>Bore pile</i>	130 kN

Pada tabel 4.23 didapatkan hasil tahanan lateral izin dari tiang pondasi *Spun pile*, *Square pile* dan *Bore pile*. Nilai tahanan lateral izin pada tiang *Square pile* lebih kecil dibanding dengan *Spun pile* dan *Bore pile*. Hal ini dikarenakan pada analisa perhitungan metode defleksi tiang maksimum terdapat faktor kali momen inersia penampang ( $I$ ), dimana *Square pile* memiliki nilai momen inersia penampang lebih kecil dibanding tiang lainnya, yang berpengaruh pada besaran nilai tahanan lateral izin. Pada lampiran dilakukan perhitungan terhadap kontrol daya dukung izin lateral tiang, dengan hasil masuk pada batas aman.

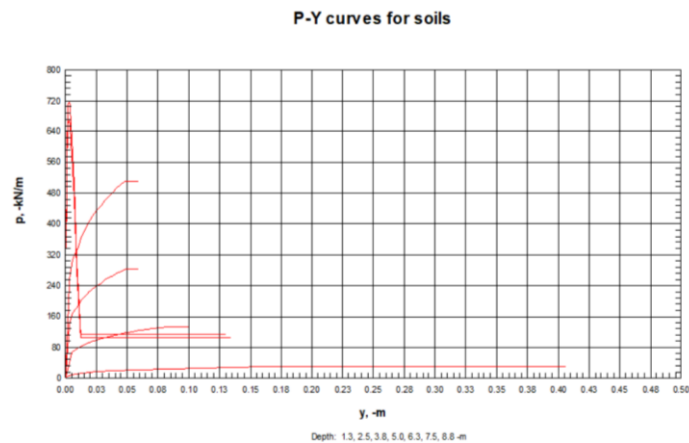
Perhitungan juga dilakukan menggunakan program analisa struktur pondasi untuk mengetahui besarnya tahanan lateral yang terjadi. Hasil analisa ditunjukkan dalam kurva P-Y. Kurva P-Y mendefenisikan hubungan beban lateral dan defleksi antara tanah dan tiang yang digambarkan oleh sebuah kurva. Sumbu p adalah tahanan lateral tanah per satuan Panjang tiang dan sumbu y adalah defleksi lateral tiang.



TI SPUN PILE TIANG TUNGGAL

Figure 2

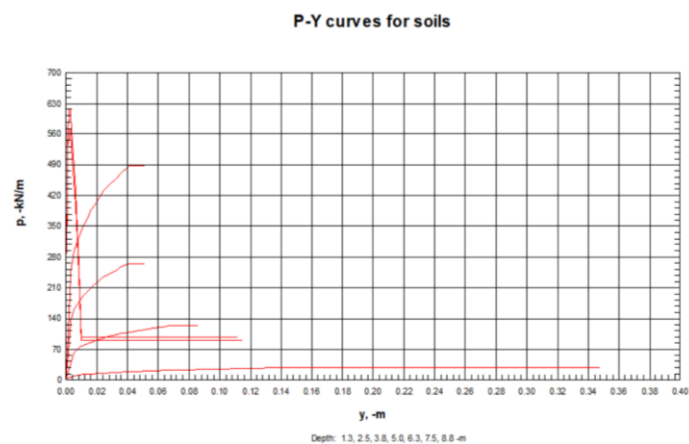
Gambar 4.4: Kurva P-Y *Spun pile* tiang tunggal



TI BORE PILE TIANG TUNGGAL

Figure 2

Gambar 4.5: Kurva P-Y *Bore pile* tiang tunggal



TI SQUARE PILE TIANG TUNGGAL

Figure 2

Gambar 4.6: Kurva P-Y *Square pile* tiang tunggal

Secara keseluruhan, berdasarkan kurva p-y diatas, tahanan lateral tanah menunjukkan hubungan linear terhadap kedalaman. Tahanan lateral tanah sekitar tiang akan semakin meningkat seiring dengan kedalaman tiang. Terlihat perbedaan nilai tahanan lateral tanah yang begitu signifikan pada kedalaman 1,3m, 2,5m, 3,8m, 5,0m, 6,3m, 7,5m, dan 8,8m. pada kedalaman 1,3m, 2,5m,

3,8m, dan 5,0m merupakan kurva yang menggambarkan tiang berperilaku liat (ductile) sedangkan pada kedalaman 6,3m, 7,5m, dan 8,8m merupakan kurva yang menggambarkan tiang berperilaku getas (brittle). Pada grafik perbandingan P-Y dari tiang *Spun pile*, *Square pile* dan *borepile* nilai tertinggi yaitu 720 kN pada tiang *Spun pile* dan *Bore pile*, sedangkan *Square pile* yaitu 616kN. Dari pemaparan jumlah tiang, jumlah tiang tidak mempengaruhi nilai p-y yang dihasilkan oleh grup tiang, karena berapa pun kombinasi jumlah tiang dalam sebuah grup akan menghasilkan nilai p-y yang sama.

#### 4.2.8 Analisa metode Analytical Hierarchy Process

Pemilihan jenis pondasi terbaik dilakukan dengan membandingkan *mini pile*, *Spun pile* dan *Bore pile* menggunakan *analytical Hierarchy process* (AHP). Berikut skema pengambilan keputusan:

- a. Matriks perbandingan berdasarkan daya dukung kelompok tiang

Perbandingan dilakukan berdasarkan nilai daya dukung kelompok tiang yang diambil dari tabel 4.17.

Tabel 4.24: Matriks perbandingan kriteria daya dukung terhadap alternatif

Daya dukung	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	0.2	0.333	0.11	0.13	0.08	0.32	0.11
Square pile	5	1	3	0.56	0.65	0.69	1.90	0.63
Bore pile	3	0.33	1	0.33	0.22	0.23	0.78	0.26
Jumlah	<b>9</b>	<b>1.53</b>	<b>4.33</b>	Total rata-rata				<b>1.000</b>

Berdasarkan tabel 4.24 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan daya dukung yaitu *Square pile*, selanjutnya *borepile*, kemudian *Spun pile*. Hal ini mengacu pada perhitungan yang telah dilakukan bahwa *Square pile* ukuran 30cm x 30cm memiliki daya dukung ultimit yang lebih besar dibandingkan *Bore pile* dan *Spun pile* yang berdiameter 35cm.

- b. Matriks perbandingan berdasarkan penurunan tiang

Perbandingan dilakukan berdasarkan penurunan tiang yang diambil dari tabel 4.20.

Tabel 4.25: Matriks perbandingan kriteria penurunan

Penurunan	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	3	0.333	0.23	0.33	0.22	0.78	0.26
Square pile	0.33333	1	0.2	0.08	0.11	0.13	0.32	0.11
Bore pile	3	5.00	1	0.69	0.56	0.65	1.90	0.63
Jumlah	<b>4.33333</b>	<b>9.00</b>	<b>1.53</b>	Total rata-rata				<b>1</b>

Berdasarkan tabel 4.25 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan penurunan yang terjadi yaitu borepile, selanjutnya *Spun pile*, kemudian *Square pile*.

c. Matriks perbandingan berdasarkan nilai Pijin tiang

Perbandingan dilakukan berdasarkan nilai Pijin tiang yang diambil dari tabel 4.22.

Tabel 4.26: Matriks perbandingan kriteria Pijin

Pijin	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	0.2	0.333	0.11	0.13	0.08	0.32	0.11
Square pile	5	1	3	0.56	0.65	0.69	1.90	0.63
Bore pile	3	0.33	1	0.33	0.22	0.23	0.78	0.26
Jumlah	<b>9</b>	<b>1.53</b>	<b>4.33</b>	Total rata-rata				<b>1</b>

Berdasarkan tabel 4.26 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan Tahanan aksial (Pijin) yang terjadi yaitu *Square pile*, selanjutnya borepile, yang terakhir *Spun pile*.

d. Matriks perbandingan berdasarkan nilai Hijin tiang

Perbandingan dilakukan berdasarkan nilai Hijin tiang yang diambil dari tabel 4.24.

Tabel 4.27: Matriks perbandingan kriteria Hijin terhadap alternatif

Hijin	Spun pile	Square pile	Bore pile	Nilai Eigen			Jumlah	Rata-rata
Spun pile	1	5	3.000	0.71	0.56	0.69	1.96	0.65
Square pile	0.2	1	0.333333	0.14	0.11	0.08	0.33	0.11
Bore pile	0.2	3.00	1	0.14	0.33	0.23	0.71	0.24
Jumlah	<b>1.4</b>	<b>9</b>	<b>4.33</b>	Total rata-rata				<b>1</b>

Berdasarkan tabel 4.28 rata-rata nilai *eigen* terbaik berdasarkan Tahanan lateral (Hijin) yang terjadi yaitu *Square pile*, selanjutnya borepile, yang terakhir *Spun pile*.

Tabel 4.28: Hasil akhir perbandingan jenis pondasi terbaik

Hasil akhir perbandingan	
<i>Spun pile</i>	0.282
<i>Square pile</i>	0.371
<i>Bore pile</i>	0.347
Total	1

Berdasarkan tabel 4.28 dapat disimpulkan *Square pile* merupakan alternatif terbaik dan saya dukung kelompok merupakan faktor terpenting dalam pengambilan keputusan.

## BAB 5 PENUTUP

### 5.1 Kesimpulan

1. Daya dukung izin tiang tunggal pada kedalaman pemancangan 10m, berdasarkan perhitungan manual menggunakan data SPT yaitu *Spun pile* 67,92 ton, *Square pile* 107,11 ton, *Bore pile* 92,29 ton. Berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi yaitu daya dukung tunggal *Spun pile* 155,20 ton, *Square pile* 157,46 ton, *Bore pile* 133,41 ton. Sedangkan daya dukung ultimit tiang kelompok pada kedalaman pemancangan 10m, berdasarkan perhitungan manual menggunakan data SPT yaitu daya dukung tunggal *Spun pile* 213,46 ton, *Square pile* 361,63 ton, *Bore pile* 290,06 ton. Berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi yaitu daya dukung tunggal *Spun pile* 620,78 ton, *Square pile* 629,82 ton, *Bore pile* 533,65 ton.
2. Penurunan (settlement) kelompok tiang kelompok yang terjadi akibat beban struktur atas berdasarkan perhitungan manual pada titik 1 yaitu *Spun pile* 3.495mm, *Square pile* 3.602mm, *Bore pile* 3.177mm. Pada titik 2 yaitu *Spun pile* 2.887mm, *Square pile* 3.103mm, *Bore pile* 1.906mm. sedangkan berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi pada titik 1 yaitu *Spun pile* 1,15mm, *Square pile* 0,74mm, *Bore pile* 0,70 mm. Pada titik 2 yaitu *Spun pile* 0,88 mm, *Square pile* 0,56 mm, *Bore pile* 0,54 mm.
3. Tahanan aksial izin (Pizin) tiang pada titik 1 dan titik 2 berdasarkan perhitungan manual menggunakan metode kekuatan bahan, metode L.decourt dan metode Meyerhoff, kemudian diambil nilai terkecil sebagai nilai Tahanan aksial izin (Pizin). Tahanan aksial izin (Pizin) yaitu *Spun pile* 330kN, *Square pile* 390 kN dan *Bore pile* 380 kN. Sedangkan berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi *Spun pile* 2328kN, *Square pile* 2362 kN dan *Bore pile* 2001 kN.
4. Tahanan lateral izin (Hizin) tiang pada titik 1 dan titik 2 berdasarkan perhitungan manual menggunakan metode defleksi tiang maksimum dan

metode momen maksimum, kemudian diambil nilai terkecil sebagai nilai Tahanan lateral izin (Hizin). Tahanan lateral izin (Hizin) yaitu *Spun pile* 135kN, *Square pile* 120 kN dan *Bore pile* 130 kN. Sedangkan berdasarkan hasil *output* program analisa struktur pondasi menggunakan kurva P-Y yaitu *Spun pile* 720 kN, *Square pile* 616 kN dan *Bore pile* 720 kN.

5. Berdasarkan *analytical Hierarchy process* (AHP) diperoleh bahwa fondasi terbaik yaitu *Square pile*.

## 5.2 Saran

Adapun saran yang dapat penulis sampaikan dalam penulisan tugas akhir ini sebagai berikut;

1. Melakukan pengembangan terhadap penelitian ini, dengan memberikan variasi yang lebih beragam, menggunakan dimensi yang berbeda dan menggunakan bahan atau material yang berbeda pula dengan meninjau adanya efek kepala tiang (*pile cap*).
2. Melakukan pengembangan terhadap penelitian ini, dengan perhitungan yang lebih kompleks dengan mencantumkan perhitungan dari segi biaya dan metode pelaksanaan.
3. Menguasai keterampilan dalam menjalankan program-program yang digunakan dalam penyelesaian tugas akhir dengan mempelajari buku manual user's dari program tersebut ataupun belajar langsung dari ahlinya.
4. Kajian ini memang belum dapat dikatakan sempurna, namun kiranya hasil ini dapat dijadikan sebagai data pembandingan terhadap kajian yang menggunakan tema yang sama.



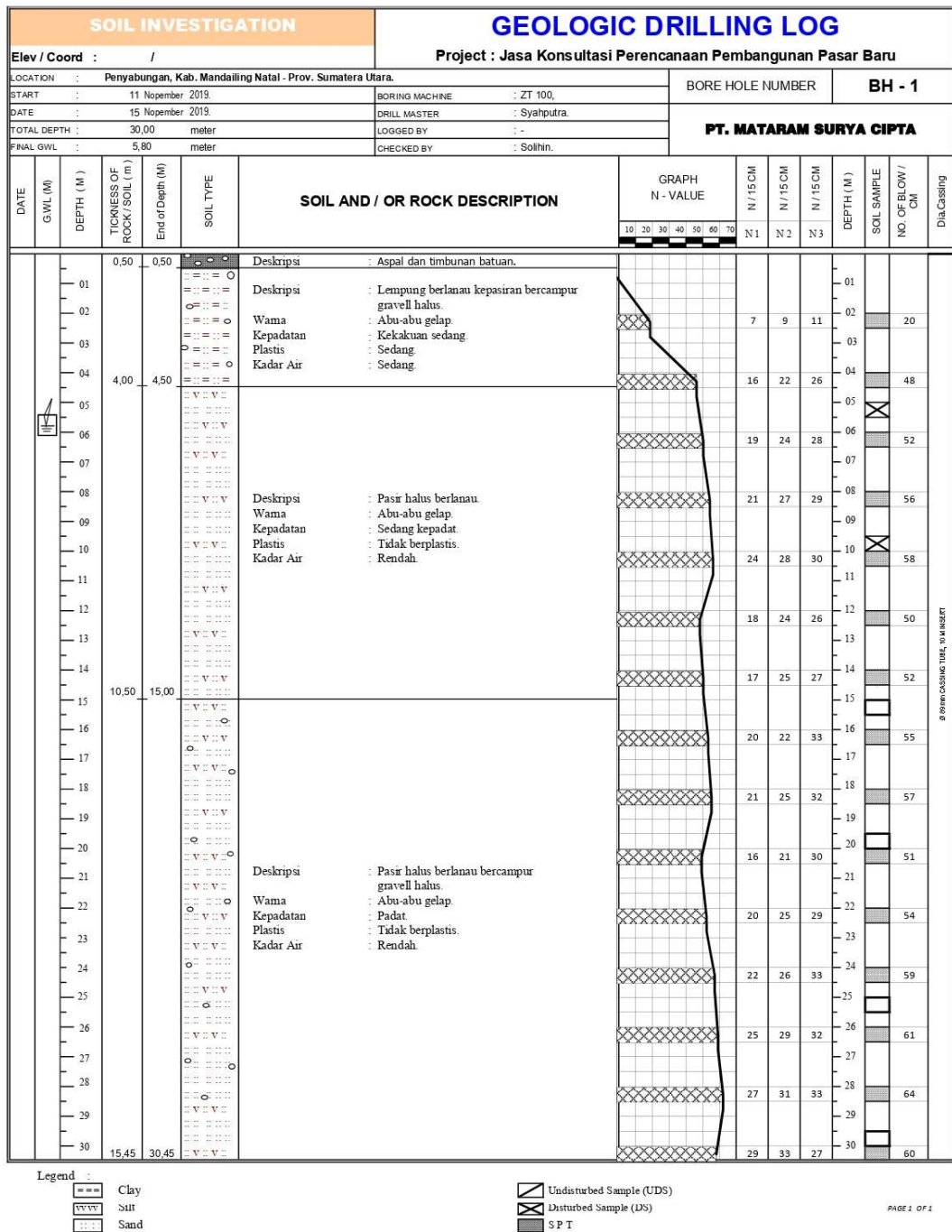
## DAFTAR PUSTAKA

- Agusma, D. W., & Husin, A. E. (2021). Analisis Pekerjaan Pondasi Bored Pile, Pile Cap Serta Secant Pile Berbasis Ahp (Analytic Hierarchy Process) Pada Proyek Bangunan Hunian Bertingkat Tinggi. *Jurnal Aplikasi Teknik Sipil*, 19(3), 273. <https://doi.org/10.12962/j2579-891x.v19i3.9227>
- Azizi, A., Salim, M. A., & Ramadhon, G. (2020). Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Proyek Gedung DPRD Kabupaten Pematang. *Jurnal Teknik Sipil: Rancang Bangun*, 6(2), 78. <https://doi.org/10.33506/rb.v6i2.1148>
- Bowles, J. E. (1991). *Analisis dan Desain Pondasi, Edisi keempat Jilid 2*. Erlangga.
- Hary Christady Hardiyatmo. (2020). *Analisis dan Perancangan fondasi Edisi 5*. Gadjah Mada Univerity Press.
- Kusumah, H., & Hartono. (2018). Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Tanah Terhadap Pondasi Telapak Di Pembangunan Ruko JL. Pelabuhan II Kota Sukabumi. *Santika*, 8(2), 275–283.
- Ramli, M. H. (2006). *A Comparison of File Performance Base on Static Formulas and Dynamic Load Test. July 2006*, 1–77.
- Sardjono. (1991). *Pondasi Tiang Pancang*. Sinar Wijaya.
- Sudarma. (2015). Analisa Dan Desain Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Bentuk Tiang. *Jurnal Teknik Sipil UBL*, 6(26), 818–842.
- Suyono S. (2018). *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. PT. Alumni.

## LAMPIRAN

### A.1. Data SPT

Dalam tugas akhir ini data hasil pengujian tanah yang digunakan ialah data hasil pengujian SPT. Pengujian dilakukan pada lokasi gedung yang direncanakan.

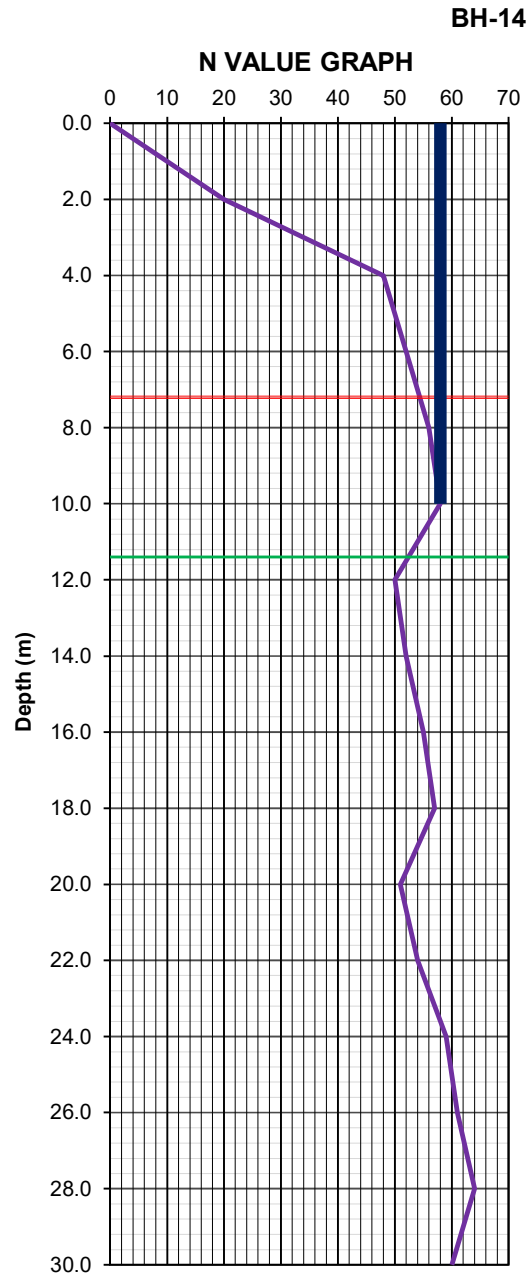


## A.2. Perhitungan Manual Daya Dukung Tiang Tunggal dan Tiang Kelompok Titik 1

### a. Daya dukung tiang tunggal *Borepile*

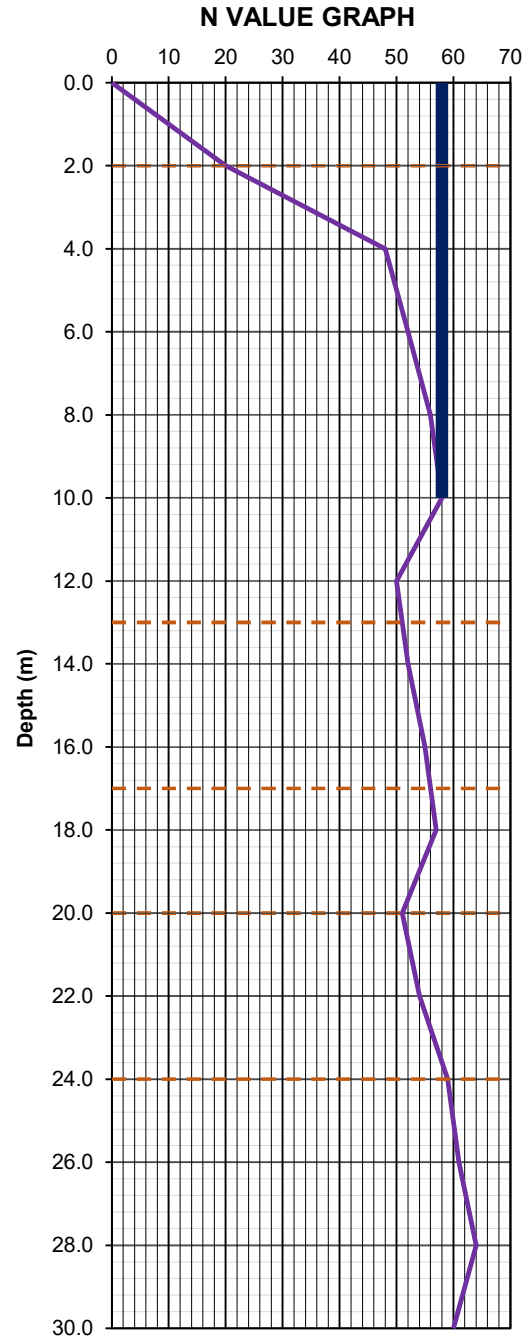
Pile Dimension, D (m)	0.35	<= Silahkan isi diameter tiang			
Depth (m)	10	<= Silahkan isi kedalaman tiang			
N (Blows)	58	<= Data otomatis			
Depth of N 8D ↑ (m)	7.2	N-4D ↑	54.4	N̄	53.4
Depth of N 4D ↓ (m)	11.4	N-1D ↓	52.4		

Depth (m)	N-SPT
0.0	0
2.0	20
4.0	48
6.0	52
8.0	56
10.0	58
12.0	50
14.0	52
16.0	55
18.0	57
20.0	51
22.0	54
24.0	59
26.0	61
28.0	64
30.0	60
32.0	



Pile Dimension, D (m)	0.35	<= Data otomatis
Depth (m)	10	<= Data otomatis
N (Blows)	58	<= Data otomatis

Depth (m)	Description
0.0	MATERIAL A "Lempung berlanau kepasiran bercampur gravell halus"
1.0	
2.0	
3.0	
4.0	MATERIAL C "Pasir halus berlanau"
5.0	
6.0	
7.0	
8.0	
9.0	
10.0	
11.0	
12.0	
13.0	
14.0	
15.0	MATERIAL D "Pasir halus berlanau bercampur gravell halus"
16.0	
17.0	
18.0	
19.0	
20.0	
21.0	
22.0	
23.0	
24.0	
25.0	
26.0	
27.0	
28.0	
29.0	
30.0	



Depth (m)	N-SPT	N-4D ↑	N-1D ↓	$\bar{N}$	Ab (m <sup>2</sup> )	Kp (m)	Qb (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)
0.0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
2.0	20	6.0	24.9	15.5	0.096	1.100	59.459	2.2	61.658
4.0	48	28.4	48.7	38.6	0.096	1.100	148.358	9.7	158.034
6.0	52	49.2	52.7	51.0	0.096	1.100	196.079	11.4	207.514
8.0	56	53.2	56.4	54.8	0.096	1.100	210.799	12.3	223.114
10.0	58	56.6	56.6	56.6	0.096	1.100	217.822	12.9	230.742
12.0	50	55.6	50.4	53.0	0.096	1.100	203.872	13.2	217.022
14.0	52	50.6	52.5	51.6	0.096	1.100	198.436	18.3	216.758
16.0	55	52.9	55.4	54.1	0.096	1.100	208.297	22.4	230.688
18.0	57	55.6	56.0	55.8	0.096	1.100	214.647	27.7	242.344
20.0	51	55.2	51.5	53.4	0.096	1.100	205.363	31.5	236.834
22.0	54	51.9	54.9	53.4	0.096	1.100	205.459	43.0	248.476
24.0	59	55.5	59.4	57.4	0.096	1.100	220.997	43.5	264.454
26.0	61	59.6	61.5	60.6	0.096	1.100	233.072	56.7	289.723
28.0	64	61.9	63.3	62.6	0.096	1.100	240.913	56.9	297.839
30.0	60	62.8	49.5	56.2	0.096	1.100	216.091	57.0	273.072

*Catatan:*

Untuk mencari nilai daya dukung izin tiang tunggal (Qa), nilai daya dukung ultimit (Qu) perlu dibagi dengan faktor aman (*safety factor/SF*). Faktor aman yang digunakan untuk perancangan pondasi tiang pancang dalam hal ini digunakan SF = 2.5

Depth	Kedalaman Lapisan		Tebal (Li)	Jenis Tanah	Nr	fs (ton/m <sup>2</sup> )	Li.Nr (ton/m)
2	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	Total						
4	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	34.0	34.0	6.80
Total							8.80
6	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	17.0	17.0	3.40
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	25.0	25.0	5.00
Total							10.40
8	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	11.3	11.3	2.27
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	16.7	16.7	3.33
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	18.0	18.0	3.60
Total							11.20
10	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	8.5	8.5	1.70
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	12.5	12.5	2.50
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	13.5	13.5	2.70
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	14.3	14.3	2.85
Total							11.75
12	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.8	6.8	1.36
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	10.0	10.0	2.00
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	10.8	10.8	2.16
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	11.4	11.4	2.28
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	10.8	10.8	2.16
Total							11.96
14	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	51.5	51.5	5.15
Total							16.66
	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82

16	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	17.2	17.2	1.72
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	35.7	35.7	7.13
Total							20.36
18	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	56.5	56.5	5.65	
Total							25.19
20	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	1.88
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	7.20
Total							28.62
22	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35

	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	1.88
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	7.20
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	52.5	52.5	10.50
Total							39.12
24	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	1.88
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	7.20
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	5.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	5.65
Total							39.52
26	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	1.88
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	7.20
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	5.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	5.65
24.0	26.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	60.0	60.0	12.00	
Total							51.52
	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07

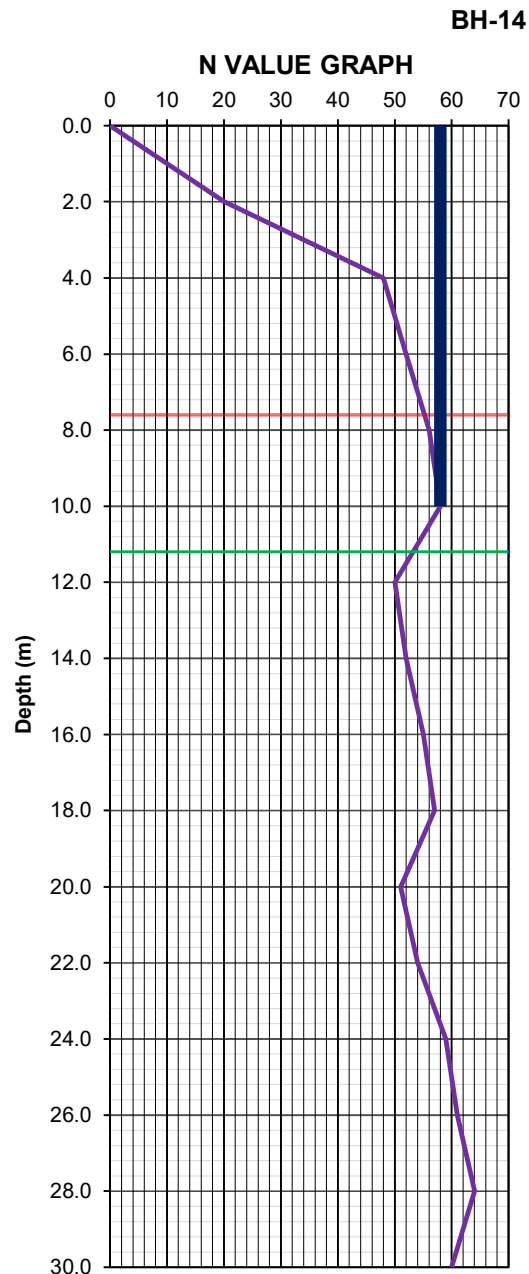


28	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	1.88
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	7.20
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	5.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	5.65
	24.0	26.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	30.0	30.0	6.00
26.0	28.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	31.3	31.3	6.25	
Total							51.77
30	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	2.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	1.24
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	1.82
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	2.07
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	1.96
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	0.46
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	1.29
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	5.35
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	1.39
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	1.88
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	7.20
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	5.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	5.65
	24.0	26.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	20.0	20.0	4.00
26.0	28.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	20.8	20.8	4.17	
28.0	30.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	20.7	20.7	4.13	
Total							51.82

**b. Daya dukung tiang tunggal Squarepile**

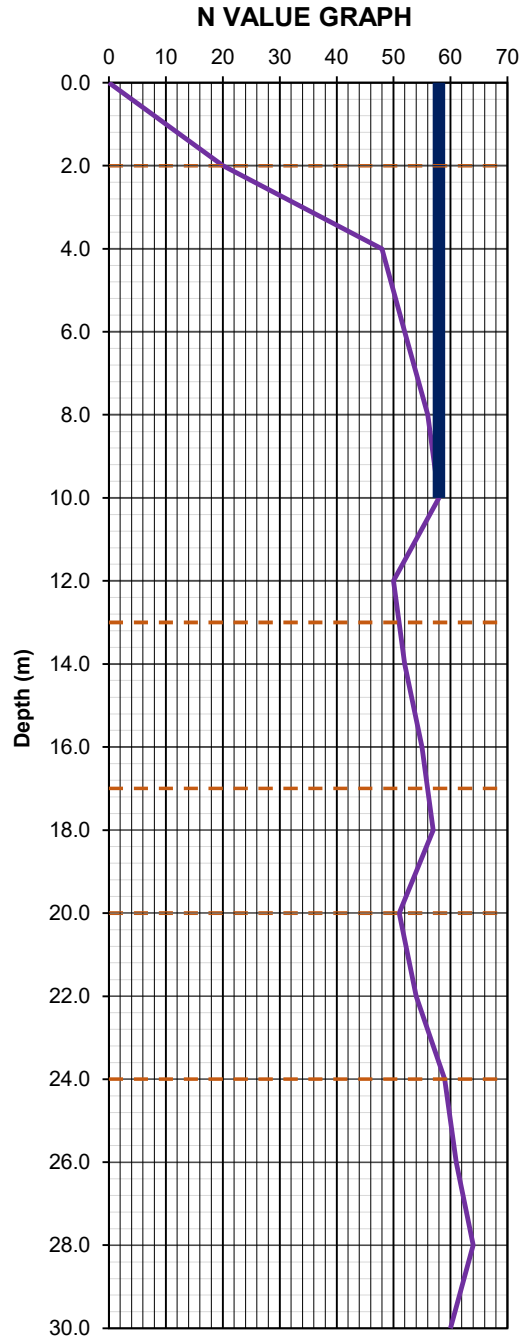
Pile Dimension, D (m)	0.3	<= Silahkan isi diameter tiang			
Depth (m)	10	<= Silahkan isi kedalaman tiang			
N (Blows)	58	<= Data otomatis			
Depth of N 8D ↑ (m)	7.6	N-4D ↑	55.2	$\bar{N}$	54.2
Depth of N 4D ↓ (m)	11.2	N-1D ↓	53.2		

Depth (m)	N-SPT
0.0	0
2.0	20
4.0	48
6.0	52
8.0	56
10.0	58
12.0	50
14.0	52
16.0	55
18.0	57
20.0	51
22.0	54
24.0	59
26.0	61
28.0	64
30.0	60
32.0	



Pile Dimension, D (m)	0.3	<= Data otomatis
Depth (m)	10	<= Data otomatis
N (Blows)	58	<= Data otomatis

Depth (m)	Description
0.0	MATERIAL A "Lempung berlanau kepasiran bercampur gravell halus"
1.0	
2.0	
3.0	
4.0	MATERIAL C "Pasir halus berlanau"
5.0	
6.0	
7.0	
8.0	
9.0	
10.0	
11.0	
12.0	
13.0	
14.0	MATERIAL D "Pasir halus berlanau bercampur gravell halus"
15.0	
16.0	
17.0	
18.0	
19.0	
20.0	
21.0	
22.0	
23.0	
24.0	
25.0	
26.0	
27.0	
28.0	
29.0	
30.0	



Depth (m)	N-SPT	N-4D ↑	N-1D ↓	$\bar{N}$	Ab (m <sup>2</sup> )	Kp (m)	Qb (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)
0.0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
2.0	20	8.0	24.2	16.1	0.090	1.200	57.960	4.8	62.760
4.0	48	31.2	48.6	39.9	0.090	1.200	143.640	45.6	189.240
6.0	52	49.6	52.6	51.1	0.090	1.200	183.960	55.2	239.160
8.0	56	53.6	56.3	55.0	0.090	1.200	197.820	60.0	257.820
10.0	58	56.8	56.8	56.8	0.090	1.200	204.480	63.3	267.780
12.0	50	54.8	50.3	52.6	0.090	1.200	189.180	64.6	253.740
14.0	52	50.8	52.5	51.6	0.090	1.200	185.850	74.2	260.092
16.0	55	53.2	55.3	54.3	0.090	1.200	195.300	83.1	278.422
18.0	57	55.8	56.1	56.0	0.090	1.200	201.420	115.0	316.462
20.0	51	54.6	51.5	53.0	0.090	1.200	190.890	135.6	326.532
22.0	54	52.2	54.8	53.5	0.090	1.200	192.510	198.6	391.152
24.0	59	56.0	59.3	57.7	0.090	1.200	207.540	201.0	408.582
26.0	61	59.8	61.5	60.6	0.090	1.200	218.250	229.8	448.092
28.0	64	62.2	63.4	62.8	0.090	1.200	226.080	230.4	456.522
30.0	60	62.4	51.0	56.7	0.090	1.200	204.120	230.6	434.682

*Catatan:*

Untuk mencari nilai daya dukung izin tiang tunggal ( $Q_a$ ), nilai daya dukung ultimit ( $Q_u$ ) perlu dibagi dengan faktor aman (*safety factor/SF*). Faktor aman yang digunakan untuk perancangan pondasi tiang pancang dalam hal ini digunakan  $SF = 2.5$

Depth	Kedalaman Lapisan		Tebal (Li)	Jenis Tanah	Nr	fs (ton/m <sup>2</sup> )	Li.Nr (ton/m)	
2	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	Total							4.00
4	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	34.0	34.0	34.00	
Total							38.00	
6	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	17.0	17.0	17.00	
	4.0	6.0		Lempung berpasir	25.0	25.0	25.00	
Total							46.00	
8	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	11.3	11.3	11.33	
	4.0	6.0		Lempung berpasir	16.7	16.7	16.67	
	6.0	8.0		Lempung berpasir	18.0	18.0	18.00	
Total							50.00	
10	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	8.5	8.5	8.50	
	4.0	6.0		Lempung berpasir	12.5	12.5	12.50	
	6.0	8.0		Lempung berpasir	13.5	13.5	13.50	
	8.0	10.0		Lempung berpasir	14.3	14.3	14.25	
Total							52.75	
12	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	6.8	6.8	6.80	
	4.0	6.0		Lempung berpasir	10.0	10.0	10.00	
	6.0	8.0		Lempung berpasir	10.8	10.8	10.80	
	8.0	10.0		Lempung berpasir	11.4	11.4	11.40	
	10.0	12.0		Lempung berpasir	10.8	10.8	10.80	
Total							53.80	
14	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18	
	4.0	6.0		Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09	
	6.0	8.0		Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82	
	8.0	10.0		Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36	
	10.0	12.0		Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82	
	12.0	13.0		1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0		1.0	Pasir halus	51.5	51.5	10.30
Total							61.87	
	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00	
	2.0	4.0		Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18	
	4.0	6.0		Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09	

16	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	17.2	17.2	3.43
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	35.7	35.7	14.27
Total							69.27
18	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	56.5	56.5	28.25	
Total							95.87
20	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
Total							113.03
22	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58

	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	52.5	52.5	52.50
Total							165.53
24	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	28.25
Total							167.53
26	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	28.25
24.0	26.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	60.0	60.0	24.00	
Total							191.53
	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36

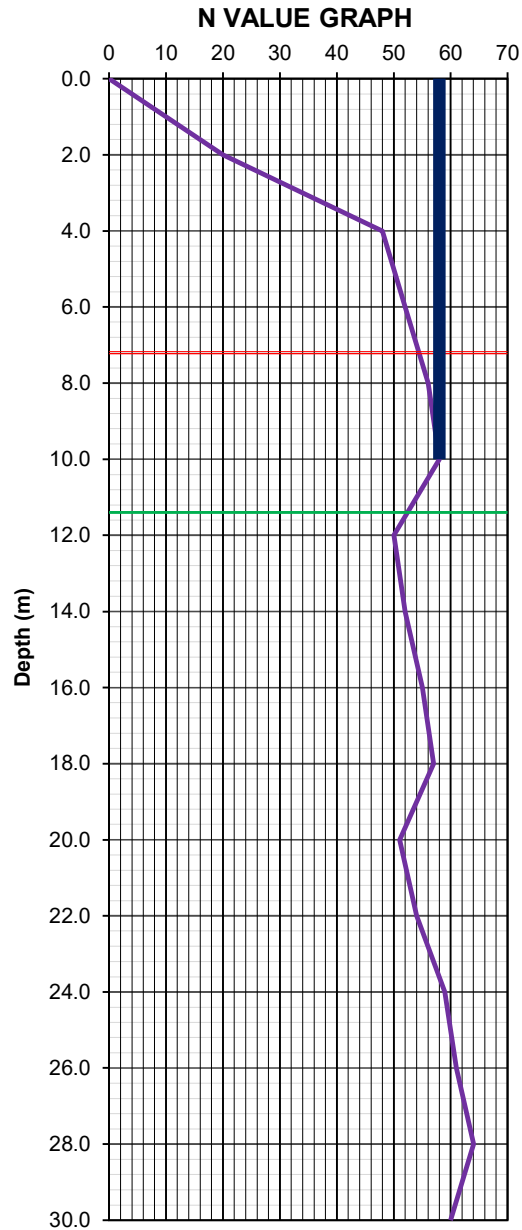
28	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	28.25
	24.0	26.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	30.0	30.0	12.00
26.0	28.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	31.3	31.3	12.50	
Total							192.03
30	0.0	2.0	2.0	Pasir berkerikil	10.0	10.0	4.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berpasir	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Lempung berpasir	9.1	9.1	9.09
	6.0	8.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	8.0	10.0	2.0	Lempung berpasir	10.4	10.4	10.36
	10.0	12.0	2.0	Lempung berpasir	9.8	9.8	9.82
	12.0	13.0	1.0	Lempung berpasir	4.6	4.6	2.30
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Pasir halus	26.8	26.8	10.70
	16.0	17.0	1.0	Pasir halus	13.9	13.9	2.78
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir kasar	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir kasar	28.3	28.3	28.25
	24.0	26.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	20.0	20.0	8.00
26.0	28.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	20.8	20.8	8.33	
28.0	30.0	2.0	Pasir sedang ke kasar	20.7	20.7	8.27	
Total							192.13



**c. Daya dukung tiang tunggal *Spunpile***

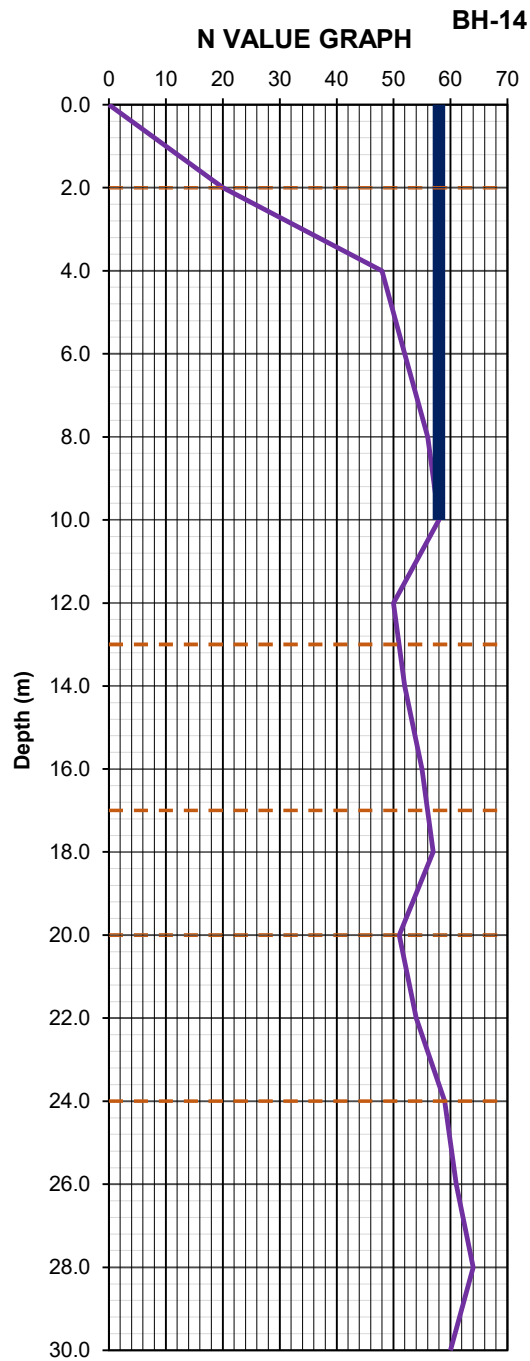
Pile Dimension, D (m)	0.35	<= Silahkan isi diameter tiang			
Depth (m)	10	<= Silahkan isi kedalaman tiang			
N (Blows)	58	<= Data otomatis			
Depth of N 8D ↑ (m)	7.2	N-8D ↑	54.4	$\bar{N}$	53.4
Depth of N 4D ↓ (m)	11.4	N-4D ↓	52.4		

Depth (m)	N-SPT
0.0	0
2.0	20
4.0	48
6.0	52
8.0	56
10.0	58
12.0	50
14.0	52
16.0	55
18.0	57
20.0	51
22.0	54
24.0	59
26.0	61
28.0	64
30.0	60
32.0	



Pile Dimension, D (m)	0.35	<= Data otomatis
Depth (m)	10	<= Data otomatis
N (Blows)	58	<= Data otomatis

Depth (m)	Description
0.0	MATERIAL A "Lempung berlanau kepasiran bercampur gravell halus"
1.0	
2.0	
3.0	
4.0	MATERIAL C "Pasir halus berlanau"
5.0	
6.0	
7.0	
8.0	
9.0	
10.0	
11.0	
12.0	
13.0	
14.0	
15.0	MATERIAL D "Pasir halus berlanau bercampur gravell halus"
16.0	
17.0	
18.0	
19.0	
20.0	
21.0	
22.0	
23.0	
24.0	
25.0	
26.0	
27.0	
28.0	
29.0	
30.0	



Depth (m)	N-SPT	N-4D ↑	N-1D ↓	$\bar{N}$	Ab (m <sup>2</sup> )	Kp (m)	Qb (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)
0.0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
2.0	20	6.0	24.9	15.5	0.058	1.100	35.966	11.0	46.962
4.0	48	28.4	48.7	38.6	0.058	1.100	89.741	48.4	138.122
6.0	52	49.2	52.7	51.0	0.058	1.100	118.608	40.7	159.291
8.0	56	53.2	56.4	54.8	0.058	1.100	127.512	38.7	166.216
10.0	58	56.6	56.6	56.6	0.058	1.100	131.760	38.0	169.805
12.0	50	55.6	50.4	53.0	0.058	1.100	123.322	37.4	160.707
14.0	52	50.6	52.5	51.6	0.058	1.100	120.033	47.3	167.354
16.0	55	52.9	55.4	54.1	0.058	1.100	125.999	79.0	204.987
18.0	57	55.6	56.0	55.8	0.058	1.100	129.840	106.9	236.770
20.0	51	55.2	51.5	53.4	0.058	1.100	124.224	125.8	250.030
22.0	54	51.9	54.9	53.4	0.058	1.100	124.282	183.5	307.815
24.0	59	55.5	59.4	57.4	0.058	1.100	133.681	185.7	319.413
26.0	61	59.6	61.5	60.6	0.058	1.100	140.985	251.7	392.690
28.0	64	61.9	63.3	62.6	0.058	1.100	145.728	253.1	398.808
30.0	60	62.8	49.5	56.2	0.058	1.100	130.713	253.4	384.068

*Catatan:*

Untuk mencari nilai daya dukung izin tiang tunggal (Qa), nilai daya dukung ultimit (Qu) perlu dibagi dengan faktor aman (*safety factor/SF*). Faktor aman yang digunakan untuk perancangan pondasi tiang pancang dalam hal ini digunakan SF = 2.5

Depth	Kedalaman Lapisan		Tebal (Li)	Jenis Tanah	Nr	fs (ton/m <sup>2</sup> )	Li.Nr (ton/m)	
2	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	Total							10.00
4	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0						2.0
Total							44.00	
6	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0		Lempung berlanau	17.0	17.0	17.00	
	4.0	6.0		Pasir halus	25.0	25.0	10.00	
Total							37.00	
8	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0		Lempung berlanau	11.3	11.3	11.33	
	4.0	6.0		Pasir halus	16.7	16.7	6.67	
	6.0	8.0		Pasir halus	18.0	18.0	7.20	
Total							35.20	
10	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0		Lempung berlanau	8.5	8.5	8.50	
	4.0	6.0		Pasir halus	12.5	12.5	5.00	
	6.0	8.0		Pasir halus	13.5	13.5	5.40	
	8.0	10.0		Pasir halus	14.3	14.3	5.70	
Total							34.60	
12	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0		Lempung berlanau	6.8	6.8	6.80	
	4.0	6.0		Pasir halus	10.0	10.0	4.00	
	6.0	8.0		Pasir halus	10.8	10.8	4.32	
	8.0	10.0		Pasir halus	11.4	11.4	4.56	
	10.0	12.0		Pasir halus	10.8	10.8	4.32	
Total							34.00	
14	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0		Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18	
	4.0	6.0		Pasir halus	9.1	9.1	3.64	
	6.0	8.0		Pasir halus	9.8	9.8	3.93	
	8.0	10.0		Pasir halus	10.4	10.4	4.15	
	10.0	12.0		Pasir halus	9.8	9.8	3.93	
	12.0	13.0		1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0		1.0	Pasir halus	51.5	51.5	10.30
Total							43.04	
	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00	
	2.0	4.0		Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18	
	4.0	6.0		Pasir halus	9.1	9.1	3.64	

16	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	17.2	17.2	3.43
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	35.7	35.7	35.67
Total							71.84
18	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	56.5	56.5	28.25
Total							97.25
20	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
Total							114.42
22	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58

	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir sedang	52.5	52.5	52.50
	Total						166.92
24	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir sedang	28.3	28.3	28.25
	Total						168.92
26	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir sedang	28.3	28.3	28.25
24.0	26.0	2.0	Lanau berpasir sedang	60.0	60.0	60.00	
	Total						228.92
	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15

28	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir sedang	28.3	28.3	28.25
	24.0	26.0	2.0	Lanau berpasir sedang	30.0	30.0	30.00
	26.0	28.0	2.0	Lanau berpasir sedang	31.3	31.3	31.25
Total							230.17
30	0.0	2.0	2.0	Lempung berlanau	10.0	10.0	10.00
	2.0	4.0	2.0	Lempung berlanau	6.2	6.2	6.18
	4.0	6.0	2.0	Pasir halus	9.1	9.1	3.64
	6.0	8.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	8.0	10.0	2.0	Pasir halus	10.4	10.4	4.15
	10.0	12.0	2.0	Pasir halus	9.8	9.8	3.93
	12.0	13.0	1.0	Pasir halus	4.6	4.6	0.92
	13.0	14.0	1.0	Pasir halus	12.9	12.9	2.58
	14.0	16.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.8	26.8	26.75
	16.0	17.0	1.0	Lanau berpasir sedang	13.9	13.9	6.94
	17.0	18.0	1.0	Lanau berpasir sedang	18.8	18.8	9.42
	18.0	20.0	2.0	Lanau berpasir sedang	36.0	36.0	36.00
	20.0	22.0	2.0	Lanau berpasir sedang	26.3	26.3	26.25
	22.0	24.0	2.0	Lanau berpasir sedang	28.3	28.3	28.25
	24.0	26.0	2.0	Lanau berpasir sedang	20.0	20.0	20.00
26.0	28.0	2.0	Lanau berpasir sedang	20.8	20.8	20.83	
28.0	30.0	2.0	Lanau berpasir sedang	20.7	20.7	20.67	
Total							230.42

**d. Daya dukung tiang kelompok *Borepile***

jlmh	4.00
m	2
n	2
s	1
d	0.35
$\Theta$	19.290046 arctan d/s

19.290046

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'}$$

$$E_g = 0.7856662$$

**Kapasitas Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi**

Qa	92.296851
n	4
Eg	0.7856662

$$Q_g = Q_a \times n \times E_g$$

$$Q_g = 290.06 \text{ ton} > 102.16 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**e. Daya dukung tiang kelompok *Bore pile* berdasarkan Blok pondasi**

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$D = 10 \text{ m}$$

$$B = 1.35 \text{ m}$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

$$C = 23.28333 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{cb} = 30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$N_c = 9$$

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$Q_g = 1896.998 \text{ ton} > 102.16 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$



**f. Daya dukung tiang kelompok *Squarepile***

jlmlh	4.00
m	2
n	2
s	1.2
d	0.3
$\Theta$	14.03624347 arctan d/s

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'}$$

$$Eg = 0.844041739$$

**Kapasitas Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi**

Qa	107.112
n	4
Eg	0.844041739

$$Qg = Qa \times n \times Eg$$

$$Qg = 361.628 \text{ ton} > 102.16 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**g. Daya dukung tiang kelompok *Square pile* berdasarkan Blok pondasi**

$$Qg = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } Nc \text{ BL}$$

$$D = 10 \text{ m}$$

$$B = 1.5 \text{ m}$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$C = 23.28333 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$cb = 30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$Nc = 9$$

$$Qg = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } Nc \text{ BL}$$

$$Qg = 2186.75 \text{ ton} > 102.16 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**h. Daya dukung tiang kelompok *Spunpile***

jumlah	4.00
m	2
n	2
s	1
d	0.35
$\Theta$	19.290046

19.290046

arctan d/s

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'}$$

$$E_g = 0.7856662$$

**Kapasitas Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi**

Qa	67.921987
n	4
Eg	0.7856662

$$Q_g = Q_a \times n \times E_g$$

$$Q_g = 213.46 \text{ ton} > 102.16 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**i. Daya dukung tiang kelompok *Spun pile* berdasarkan Blok pondasi**

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$D = 10 \text{ m}$$

$$B = 1.35 \text{ m}$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

$$C = 23.2833 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$cb = 30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$N_c = 9$$

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$Q_g = 1897 \text{ ton} > 102.16 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

### A.3. Perhitungan Manual Penurunan (*Settlement*) Titik 1

#### a. Perhitungan penurunan tiang *Bore pile*

D	0.35 m	35 cm
L	10 m	1000 cm
Ap	0.096 m <sup>2</sup>	962.11 cm <sup>2</sup>
p	1.0996 m	109.96 cm
Mutu tiang	30 MPa	
Ep	25743.0 MPa	257430 kg/cm <sup>2</sup>
α	0.5	
Cp	0.04	
Es	200 kg/cm <sup>2</sup>	20000 ton/m <sup>2</sup>
μs	0.4	
Iws	3.8708	
Q	102.16 ton	102163 kg
Q per pile	4 buah	25540.68 kg
Qb	217.82 ton	217822.33 kg
Qs	12.92 ton	12919.80 kg
Eg	0.785666153	
n	4	
SF	2.5	

Tabel II.1 tergantung jenis tanahdi bagian bawah

Tabel II.3 tergantung jenis tanahdi bagian bawah

Tabel II.2 tergantung jenis tanahdi bagian bawah

Penurunan akibat deformasi axial tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p}$$

$$Q_s = 4060.26 \text{ kg}$$

$$Q_p = 21480.42 \text{ kg}$$

$$S_s = 0.095 \text{ cm}$$

$$\mathbf{0.95 \text{ mm}}$$

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p}$$

$$q_p = 71.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_p = 3.7855E-06 \text{ cm}$$

$$\mathbf{3.7855E-05 \text{ mm}}$$

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$Q_{ws} = 12919.80 \text{ kg}$$

$$S_{ps} = 0.0669 \text{ cm}$$

$$\mathbf{0.6686 \text{ mm}}$$

Nilai S total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = \mathbf{1.618 \text{ mm}}$$

**Penurunan Kelompok Tiang**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

S	1.6179 mm
B <sub>g</sub>	1350 mm
D	350 mm
S <sub>g</sub>	3.177 mm

**b. Perhitungan penurunan tiang *Square pile***

D	0.30 m	30 cm
L	10 m	1000 cm
A <sub>p</sub>	0.090 m <sup>2</sup>	900.00 cm <sup>2</sup>
p	1.2000 m	120.00 cm
Mutu tiang	42 MPa	
E <sub>p</sub>	30459.5 MPa	304594.81 kg/cm <sup>2</sup>
α	0.5	
C <sub>p</sub>	0.04	
E <sub>s</sub>	200 kg/cm <sup>2</sup>	20000 ton/m <sup>2</sup>
μ <sub>s</sub>	0.4	
I <sub>ws</sub>	4.0207	
Q	102.16 ton	102163 kg
Q per pile	4 buah	25540.68 kg
Q <sub>b</sub>	204.48 ton	204480.00 kg
Q <sub>s</sub>	63.30 ton	63300.00 kg
E <sub>g</sub>	0.844041739	
n	4	
SF	2.5	

Tabel II.1 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.3 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.2 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Penurunan akibat deformasi axial tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p}$$

Q <sub>s</sub>	21371.14 kg
Q <sub>p</sub>	4169.54 kg
S <sub>s</sub>	0.054 cm
	<b>0.54 mm</b>

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p}$$

q <sub>p</sub>	76.71 kg/cm <sup>2</sup>
S <sub>p</sub>	2.45292E-05 cm
	<b>0.000245292 mm</b>

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Q <sub>ws</sub>	25320.00 kg
S <sub>ps</sub>	0.1069 cm
	<b>1.0690 mm</b>

Nilai S total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = 1.611 \text{ mm}$$

**Penurunan Kelompok Tiang**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

S	1.6111 mm
B <sub>g</sub>	1500 mm
D	300 mm
S <sub>g</sub>	3.602 mm

c. Perhitungan penurunan tiang *Spun pile*

D	0.35 m	35 cm
L	10 m	1000 cm
Ap	0.058 m <sup>2</sup>	581.98 cm <sup>2</sup>
p	1.0996 m	109.96 cm
Mutu tiang	52 MPa	
Ep	33892.2 MPa	338922 kg/cm <sup>2</sup>
α	0.5	
Cp	0.04	
Es	200 kg/cm <sup>2</sup>	20000 ton/m <sup>2</sup>
μs	0.4	
Iws	3.8708	
Q	102.16 ton	102163 kg
Q per pile	4 buah	25540.68 kg
Qb	131.76 ton	131760.28 kg
Qs	38.04 ton	38044.69 kg
Eg	0.785666153	
n	4	
SF	2.5	

Tabel II.1 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.3 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.2 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Penurunan akibat deformasi axial tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p}$$

Qs	11956.17 kg	41407.84
Qp	13584.51 kg	
Ss	0.099 cm	
	<b>0.99 mm</b>	

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p}$$

qp	71.15 kg/cm <sup>2</sup>
Sp	5.9858E-06 cm
	<b>5.9858E-05 mm</b>

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Qws	15217.87 kg
Sps	0.0788 cm
	<b>0.7875 mm</b>

Nilai S total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = 1.779 \text{ mm}$$

**Penurunan Kelompok Tiang**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

S	1.7794 mm
B <sub>g</sub>	1350 mm
D	350 mm
S <sub>g</sub>	3.495 mm



**A.4. Perhitungan Manual Tahanan Aksial Izin dan Tahanan Lateral Izin Titik 1**  
**a. Perhitungan tahanan aksial izin dan tahanan lateral izin tiang Borepile**

**A. DATA TANAH**

DATA HASIL PENGUJIAN			LABORATORIUM				SPT
No	Kedalaman		Jenis Tanah	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	φ ( ... ° )	Nilai SPT N
	Z1 (m)	Z2 (m)					
1	0	2		0	27	15.7	0
2	2	4		120	32	18.1	20
3	4	6		285	30	14.5	48
4	6	8		310	27	15.7	52
5	8	10		335	25	11.2	56
6	10	12		347	32	18.1	58
7	12	14		300	31.75	18.4	50

**B. DATA BAHAN**

Jenis tiang pancang : Beton bertulang tampang lingkaran

Diameter tiang pancang,

$$D = 0.35 \text{ m}$$

Panjang tiang pancang,

$$L = 10 \text{ m}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

Berat beton bertulang,

$$w_c = 24 \text{ kN/m}^3$$

**C. TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN**

Luas penampang tiang pancang,

$$A = \pi \times 1/4 \times D^2 = 0.09621128 \text{ m}^2$$

Berat tiang pancang,

$$W_p = A \times L \times w_c = 23.090706 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 30000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal tiang pancang,

$$P_n = 0.30 \times f_c' \times A - W_p = 842.810769 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.6$$

Tahanan aksial tiang pancang,

$$\phi * P_n = 505.686461 \text{ kN}$$

**2. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (L. DECOURT)**

Menurut L. Decourt (1982) daya dukung ultimit tiang pancang dinyatakan dengan :

$$P_u = \check{N}_p \cdot K \cdot A_p + (\check{N} / 3 + 1) \cdot A_s$$

$\check{N}_p$  = rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang

K = koefisien tanah untuk metode L. Decourt (pada tabel 3)

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$\check{N}$  = nilai rata-rata NSPT sepanjang tiang

$A_s$  = luas selimut tiang sepanjang tiang

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0	2	0	2.0	0.0
2	2	4	20	2.0	40.0
3	4	6	48	2.0	96.0
4	6	8	52	2.0	104.0
5	8	10	56	2.0	112.0
6	10	12	58	2.0	116.0
				<b>12.0</b>	<b>468.0</b>

rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang	$\check{N}_p =$	58.00
koefisien tanah untuk metode L. Decourt	$K =$	245.17 kN/m <sup>2</sup>
Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,	$\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$	39.00
Luas dasar tiang pancang,	$A_p = \pi \times 0.25 \times D^2 =$	0.0962 m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L =$	10.9956 m <sup>2</sup>
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	1522.03 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	913.22 kN

### 3. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (MEYERHOFF)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s \quad (\text{kN})$$

dan harus  $\leq$   $P_n = 380 \times \check{N} \times A_b \quad (\text{kN})$

$N_b$  = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

$\check{N}$  = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$A_b$  = luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0.00	2.00	0	2.0	0.0
2	2.00	4.00	20	2.0	40.0
3	4.00	6.00	48	2.0	96.0
4	6.00	8.00	52	2.0	104.0
5	8.00	10.00	56	2.0	112.0
6	10.00	12.00	58	2.0	116.0
			<b>12.0</b>		<b>468.0</b>

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,  $\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$  39.00

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

	$N_b =$	53.40
Diameter tiang pancang,	$D =$	0.35 m
Panjang tiang pancang,	$L =$	10.00 m
Luas dasar tiang pancang,	$A_b = \pi \times 1/4 \times D^2 =$	0.0962 m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L =$	10.9956 m <sup>2</sup>
	$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s =$	634.334681 kN
	$P_n < 380 \times \check{N} \times A_b =$	1425.85 kN
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	634.33 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	380.60 kN

### 3. REKAP TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	505.69
2	Berdasarkan hasil uji SPT (L. Decourt)	913.22
3	Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff)	380.60
	Daya dukung aksial terkecil,	$\phi \times P_n =$ 380.60 kN
	Diambil tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$ 380.00 kN

## D. TAHANAN LATERAL TIANG PANCANG

### 1. BERDASARKAN DEFLEKSI TIANG MAKSIMUM (BROMS)

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan :

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ]$$

dengan,  $\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25}$

D = Diameter tiang pancang (m),

L = panjang tiang pancang (m),

$k_h$  = modulus subgrade horisontal (kN/m<sup>3</sup>),

$E_c$  = modulus elastis tiang (kN/m<sup>2</sup>),

$I_c$  = momen inersia penampang (m<sup>4</sup>),

e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),

$y_o$  = defleksi tiang maksimum (m).

b = koefisien defleksi tiang,

$$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} = 0.94984233 \text{ m}$$

$$\beta \times L = 9.50 > 2.5 \text{ maka termasuk tiang panjang (OK)}$$

$$D = 0.35 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$k_h = 176400 \text{ kN/m}^3$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3 = 25742960 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \pi / 64 \times D^4 = 0.000737 \text{ m}^4$$

$$e = 0.50 \text{ m}$$

$$y_o = 0.010 \text{ m}$$

$$\beta = 0.94984233 \text{ m}$$

Tahanan lateral nominal tiang pancang,

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ] = 220.35 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.60$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\rightarrow \phi \times H_n = 132.21 \text{ kN}$$

### 2. BERDASARKAN MOMEN MAKSIMUM (BROMS)

#### TIANG DIRENCANAKAN UJUNG BEBAS

Kuat lentur beton tiang pancang,

$$f_b = 0.40 \times f'_c \times 10^3 = 12000 \text{ kN/m}^2$$

Tahanan momen,

$$W = I_c / (D/2) = 0.10000 \text{ m}^3$$

Momen maksimum,

$$M_y = f_b \times W = 1200.00 \text{ kNm}$$

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

No	Kedalaman		$L_1$ (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u \times L_1$
	$z_1$ (m)	$z_2$ (m)			
1	0	2	2.0	0.00	0.00
2	2	4	2.0	120.00	240.00
3	4	6	2.0	285.00	570.00
4	6	8	2.0	310.00	620.00
5	8	10	2.0	335.00	670.00
6	10	12	2.0	347.00	694.00
$\Sigma L_1 =$			12.0	$\Sigma c_u \times L_1 =$	2794.00

Kohesi tanah rata-rata,

$$\check{c}_u = \Sigma [ c_u \times L_1 ] / \Sigma L_1 = 232.833333 \text{ kN/m}^2$$

$$f = H_n / [ 9 \times \check{c}_u \times D ] \text{ pers.(1)}$$

$$g = L - ( f + 1.5 \times D ) \text{ pers.(2)}$$

$$M_{\max} = H_n \times ( e + 1.5 \times D + 0.5 \times f ) \text{ pers.(3)}$$

$$M_{\max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u \times g^2 \text{ pers.(4)}$$

Dari pers.(1) :

$$f = 0.00136347 \times H_n$$

Dari pers.(2) :

$$g = 9.48 - 0.001363 \times H_n$$

$$g^2 = 0.000002 \times H_n^2 - 0.0258377 \times H_n + 89.78$$

$$M_{\max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u = 183.356$$

Dari pers.(3) :

$$M_{\max} = H_n \times ( 1.025 + 0.00068 \times H_n )$$

$$M_{\max} = 0.00068 \times H_n^2 + 1.02500 \times H_n$$

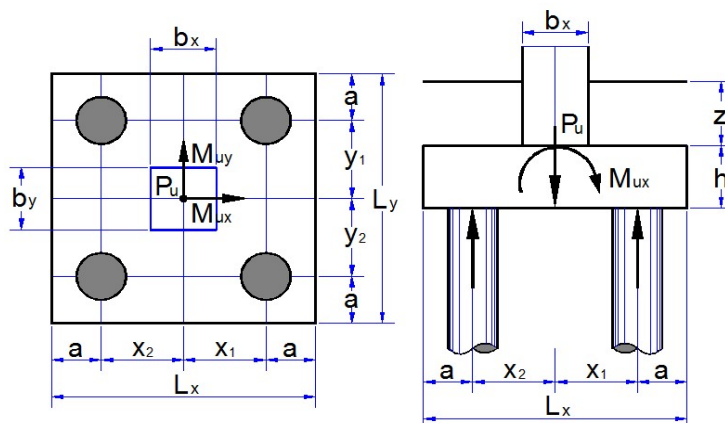
Dari pers.(4) :	$M_y = 0.00034087 \times H_u^2 - 4.7375 \times H_n$	16460.922
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00034 \times H_u^2 + 5.7625 \times H_n - 16460.922$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n =$	2489.851 kN
	$f =$	3.395 m
	$M_{max} = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f) =$	4226.308 kNm
	$M_{max} > M_y \rightarrow$	<b>Termasuk tiang panjang (OK)</b>
Dari pers.(3) :	$M_y = H_n \times (1.025 - 0.00068 \times H_n)$	
	$1200.00 = 0.00068 \times H_n^2 - 1.02500 \times H_n$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00068 \times H_n^2 + 1.02500 \times H_n - 1200.00$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n =$	773.154 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n =$	463.89 kN

### 3. REKAP TAHANAN LATERAL TIANG

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	132.21
2	Berdasarkan momen maksimum	463.89
	Tahanan lateral tiang terkecil,	$\phi \times H_n = 132.21$ kN
	Diambil tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 130.00$ kN

### PERHITUNGAN KEKUATAN FONDASI

DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	30 MPa
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ( $\varnothing > 12$ mm ),	$f_y =$	390 MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ( $\varnothing \leq 12$ mm ),	$f_y =$	240 MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24 kN/m <sup>3</sup>
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.50 m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.50 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.75 m
Tebal pilecap,	$h =$	0.50 m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	1.00 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s =$	40



DATA BEBAN FONDASI									
Gaya aksial max kolom akibat beban terfaktor,				$P_{uk} =$	1021.63	kN			
Momen max arah x akibat beban terfaktor.				$M_{ux} =$	51.88	kNm			
Momen min arah y akibat beban terfaktor.				$M_{uy} =$	60.02	kNm			
Gaya lateral max arah x akibat beban terfaktor,				$H_{ux} =$	124.05	kN			
Gaya lateral min arah y akibat beban terfaktor,				$H_{uy} =$	65.76	kN			
Tahanan aksial tiang pancang,				$\phi \times P_n =$	380.00	kN			
Tahanan lateral tiang pancang,				$\phi \times H_n =$	130.00	kN			
DATA SUSUNAN TIANG PANCANG									
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :					
No.	Jumlah	x	$n \times x^2$	No.	Jumlah	y	$n \times y^2$		
	n	(m)	( $m^2$ )		n	(m)	( $m^2$ )		
1	2	0.50	0.50	1	2	0.50	0.50		
2	2	-0.50	0.50	2	2	-0.50	0.50		
3									
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1.00	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1.00		
Lebar pilecap arah x,				$L_x =$				2.50	m
Lebar pilecap arah y,				$L_y =$				2.50	m

## E. GAYA AKSIAL PADA TIANG PANCANG

### 1. Tinjauan Terhadap Beban Arah x

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{ux} \times x_{min} / \Sigma x^2$$

Syarat :  $P_{umax} \leq \phi \times P_n$

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	P/n kN	$M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	712.5389	4.1428	178.135	2.071	180.206	176.063
Comb 2	908.787	4.846	227.197	2.423	229.620	224.774
Comb 3	1021.627	51.8783	255.407	25.939	281.346	229.468
Comb 4	612.6297	49.5003	153.157	24.750	177.908	128.407

### 2. Tinjauan Terhadap Beban Arah y

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2$$

Syarat :  $P_{umax} \leq \phi * P_n$

Kombinasi Beban	P kN	My kN.m	P/n kN	$M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma Y^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	712.5389	3.6284	178.135	1.814	179.949	176.321
Comb 2	908.787	5.2158	227.197	2.608	229.805	224.589
Comb 3	1021.627	60.023	255.407	30.012	285.418	225.395
Comb 4	612.6297	57.9403	153.157	28.970	182.128	124.187

## F. GAYA LATERAL PADA TIANG PANCANG

Gaya lateral arah x pada tiang,

$$h_{ux} = H_{ux} / n$$

Gaya lateral arah y pada tiang,

$$h_{uy} = H_{uy} / n$$

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Gaya lateral kombinasi dua arah,

$$H_{max} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

Kombinasi Beban	Hux kN	Huy kN	hux kN	huy kN	Hmax kN
Comb 1	61.0058	61.0058	15.251	15.251	21.569
Comb 2	87.7163	61.0058	21.929	15.251	26.711
Comb 3	118.4185	37.6182	29.605	9.405	31.063
Comb 4	83.4012	20.8092	20.850	5.202	21.490

## G. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

### 1. Daya Dukung Ijin Aksial

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah x

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	180.206	<100% . Pijin =	380.00	Aman
Comb 2	125%	229.620	<125% . Pijin =	475.00	Aman
Comb 3	140%	281.346	<140% . Pijin =	532.00	Aman
Comb 4	150%	177.908	<150% . Pijin =	570.00	Aman

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah y

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	179.949	<100% . Pijin =	380.00	Aman
Comb 2	125%	229.805	<125% . Pijin =	475.00	Aman
Comb 3	140%	285.418	<140% . Pijin =	532.00	Aman
Comb 4	150%	182.128	<150% . Pijin =	570.00	Aman

### 2. Daya Dukung Ijin Lateral

Kombinasi Beban	Persen Hijin	Hmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Hijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	21.569	<100% . Hijin =	130.00	Aman
Comb 2	125%	26.711	<125% . Hijin =	162.50	Aman
Comb 3	140%	31.063	<140% . Hijin =	182.00	Aman
Comb 4	150%	21.490	<150% . Hijin =	195.00	Aman

**b. Perhitungan tahanan aksial izin dan tahanan lateral izin tiang *Square pile***

**A. DATA TANAH**

DATA HASIL PENGUJIAN			LABORATORIUM				SPT
No	Kedalaman		Jenis	Cu	$\gamma$	$\phi$	Nilai SPT
	Z1 (m)	Z2 (m)	Tanah	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	( ... ° )	N
1	0	2		0	27	15.7	0
2	2	4		120	32	18.1	20
3	4	6		285	30	14.5	48
4	6	8		310	27	15.7	52
5	8	10		335	25	11.2	56
6	10	12		347	32	18.1	58
7	12	14		300	31.75	18.4	50

**B. DATA BAHAN**

Jenis tiang pancang : Beton bertulang tampang lingkaran

Diameter tiang pancang,

$$D = 0.3 \text{ m}$$

Panjang tiang pancang,

$$L = 10 \text{ m}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 42 \text{ MPa}$$

Berat beton bertulang,

$$w_c = 24 \text{ kN/m}^3$$

**C. TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN**

Luas penampang tiang pancang,

$$A = D^2 = 0.09 \text{ m}^2$$

Berat tiang pancang,

$$W_p = A \times L \times w_c = 21.6 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 42000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal tiang pancang,

$$P_n = 0.30 \times f_c' \times A - W_p = 1112.4 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.6$$

Tahanan aksial tiang pancang,

$$\phi * P_n = 667.44 \text{ kN}$$

**2. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (L. DECOURT)**

Menurut L. Decourt (1982) daya dukung ultimit tiang pancang dinyatakan dengan :

$$P_u = \tilde{N}_p \cdot K \cdot A_p + (\tilde{N} / 3 + 1) \cdot A_s$$

$\tilde{N}_p$  = rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang

K = koefisien tanah untuk metode L. Decourt (pada tabel 3)

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$\tilde{N}$  = nilai rata-rata NSPT sepanjang tiang

$A_s$  = luas selimut tiang sepanjang tiang

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	N		
1	0	2	0	2.0	0.0
2	2	4	20	2.0	40.0
3	4	6	48	2.0	96.0
4	6	8	52	2.0	104.0
5	8	10	56	2.0	112.0
6	10	12	58	2.0	116.0
				<b>12.0</b>	<b>468.0</b>

rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang	$\check{N}_p =$	58.00	
koefisien tanah untuk metode L. Decourt	$K =$	245.17	kN/m <sup>2</sup>
Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,	$\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$	39.00	
Luas dasar tiang pancang,	$A_p = D^2 =$	0.0900	m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = 4 \times D \times L =$	12.0000	m <sup>2</sup>
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	1447.77	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60	
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	868.66	kN

### 3. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (MEYERHOFF)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s \quad (\text{kN})$$

dan harus  $\leq$   $P_n = 380 \times \check{N} \times A_b \quad (\text{kN})$

$N_b$  = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

$\check{N}$  = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$A_b$  = luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0.00	2.00	0	2.0	0.0
2	2.00	4.00	20	2.0	40.0
3	4.00	6.00	48	2.0	96.0
4	6.00	8.00	52	2.0	104.0
5	8.00	10.00	56	2.0	112.0
6	10.00	12.00	58	2.0	116.0
			<b>12.0</b>		<b>468.0</b>

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,  $\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$  39.00

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

	$N_b =$	53.40	
Diameter tiang pancang,	$D =$	0.30	m
Panjang tiang pancang,	$L =$	10.00	m
Luas dasar tiang pancang,	$A_b = D^2 =$	0.0900	m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = 4 \times D \times L =$	12.0000	m <sup>2</sup>
	$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s =$	660.24	kN
	$P_n <$	$380 \times \check{N} \times A_b =$	1333.80 kN
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	660.24	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60	
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	396.14	kN

### 3. REKAP TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	667.44
2	Berdasarkan hasil uji SPT (L. Decourt)	868.66
3	Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff)	396.14
	Daya dukung aksial terkecil,	$\phi \times P_n =$ 396.14 kN
	Diambil tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$ 390.00 kN



## D. TAHANAN LATERAL TIANG PANCANG

### 1. BERDASARKAN DEFLEKSI TIANG MAKSIMUM (BROMS)

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan :

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ]$$

dengan,  $\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25}$

D = Diameter tiang pancang (m),

L = panjang tiang pancang (m),

$k_h$  = modulus subgrade horisontal (kN/m<sup>3</sup>),

$E_c$  = modulus elastis tiang (kN/m<sup>2</sup>),

$I_c$  = momen inersia penampang (m<sup>4</sup>),

e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),

$y_o$  = defleksi tiang maksimum (m).

b = koefisien defleksi tiang,

$$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} = 0.89563982 \text{ m}$$

$$\beta \times L = 8.96 > 2.5 \text{ maka termasuk tiang panjang (OK)}$$

D =	0.30	m
L =	10.00	m
$k_h$ =	176400	kN/m <sup>3</sup>
$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3 =$	30459481	kN/m <sup>2</sup>
$I_c = 1/12 \times D^4 =$	0.000675	m <sup>4</sup>
e =	0.50	m
$y_o =$	0.010	m
$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} =$	0.89563982	m

Tahanan lateral nominal tiang pancang,

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ] = 204.05 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.60$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\rightarrow \phi \times H_n = 122.43 \text{ kN}$$

### 2. BERDASARKAN MOMEN MAKSIMUM (BROMS)

#### TIANG DIRENCANAKAN UJUNG BEBAS

Kuat lentur beton tiang pancang,

$$f_b = 0.40 \times f'_c \times 10^3 = 16800 \text{ kN/m}^2$$

Tahanan momen,

$$W = I_c / (D/2) = 0.10000 \text{ m}^3$$

Momen maksimum,

$$M_y = f_b \times W = 1680.00 \text{ kNm}$$

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

No	Kedalaman		$L_1$ (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u \times L_1$
	$z_1$ (m)	$z_2$ (m)			
1	0	2	2.0	0.00	0.00
2	2	4	2.0	120.00	240.00
3	4	6	2.0	285.00	570.00
4	6	8	2.0	310.00	620.00
5	8	10	2.0	335.00	670.00
6	10	12	2.0	347.00	694.00
$\Sigma L_1 =$			12.0	$\Sigma c_u \times L_1 =$	2794.00

Kohesi tanah rata-rata,

$$\check{c}_u = \Sigma [ c_u \times L_1 ] / \Sigma L_1 = 232.833333 \text{ kN/m}^2$$

$$f = H_n / [ 9 \times \check{c}_u \times D ] \text{ pers.(1)}$$

$$g = L - ( f + 1.5 \times D ) \text{ pers.(2)}$$

$$M_{\max} = H_n \times ( e + 1.5 \times D + 0.5 \times f ) \text{ pers.(3)}$$

$$M_{\max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u \times g^2 \text{ pers.(4)}$$

Dari pers.(1) :

$$f = 0.00159071 \times H_n$$

Dari pers.(2) :

$$g = 9.55 - 0.001591 \times H_n$$

$$g^2 = 0.000003 \times H_n^2 - 0.0303826 \times H_n + 91.20$$

$$M_{\max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u = 157.163$$

Dari pers.(3) :

$$M_{\max} = H_n \times ( 0.950 + 0.00080 \times H_n )$$

	$M_{max} = 0.00080 \times H_u^2 - 0.95000 \times H_n$	
Dari pers.(4) :	$M_y = 0.00039768 \times H_u^2 - 4.7750 \times H_n + 14333.613$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00040 \times H_u^2 + 5.7250 \times H_n - 14333.613$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n = 2175.064$	kN
	$f = 3.460$	m
	$M_{max} = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f) = 3762.747$	kNm
	$M_{max} > M_y \rightarrow$	<b>Termasuk tiang panjang (OK)</b>
Dari pers.(3) :	$M_y = H_n \times (0.950 - 0.00080 \times H_n)$	
	$1680.00 = 0.00080 \times H_n^2 - 0.95000 \times H_n$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00080 \times H_n^2 + 0.95000 \times H_n - 1680.00$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n = 974.066$	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi = 0.60$	
Tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 584.44$	kN

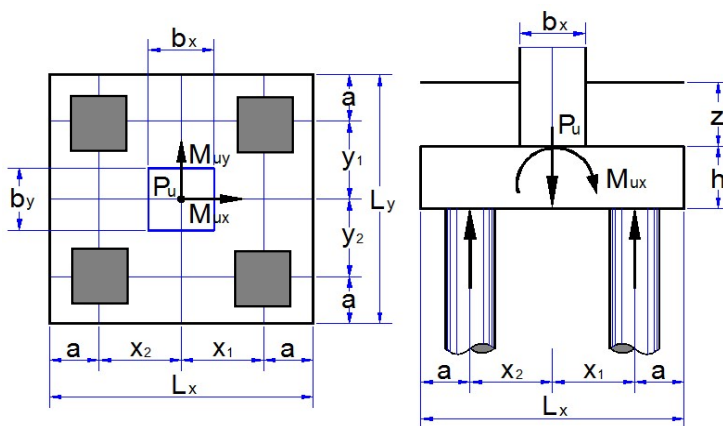
### 3. REKAP TAHANAN LATERAL TIANG

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	122.43
2	Berdasarkan momen maksimum	584.44

Tahanan lateral tiang terkecil,	$\phi \times H_n = 122.43$	kN
Diambil tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 120.00$	kN

### PERHITUNGAN KEKUATAN FONDASI

DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton,	$f'_c = 42$	MPa
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ( $\varnothing > 12$ mm ),	$f_y = 390$	MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ( $\varnothing \leq 12$ mm ),	$f_y = 240$	MPa
Berat beton bertulang,	$w_c = 24$	kN/m <sup>3</sup>
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x,	$b_x = 0.50$	m
Lebar kolom arah y,	$b_y = 0.50$	m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a = 0.75$	m
Tebal pilecap,	$h = 0.50$	m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z = 1.00$	m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s = 18.00$	kN/m <sup>3</sup>
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s = 40$	



DATA BEBAN FONDASI									
Gaya aksial max kolom akibat beban terfaktor,				$P_{uk} =$	1021.63	kN			
Momen max arah x akibat beban terfaktor.				$M_{ux} =$	51.88	kNm			
Momen min arah y akibat beban terfaktor.				$M_{uy} =$	60.02	kNm			
Gaya lateral max arah x akibat beban terfaktor,				$H_{ux} =$	124.05	kN			
Gaya lateral min arah y akibat beban terfaktor,				$H_{uy} =$	65.76	kN			
Tahanan aksial tiang pancang,				$\phi \times P_n =$	390.00	kN			
Tahanan lateral tiang pancang,				$\phi \times H_n =$	120.00	kN			
DATA SUSUNAN TIANG PANCANG									
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :					
No.	Jumlah n	x (m)	$n \times x^2$ (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	$n \times y^2$ (m <sup>2</sup> )		
1	2	-0.60	0.72	1	2	-0.60	0.72		
2	2	0.60	0.72	2	2	0.60	0.72		
3									
4									
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1.44	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1.44		
Lebar pilecap arah x,				$L_x =$				2.70	m
Lebar pilecap arah y,				$L_y =$				2.70	m

## E. GAYA AKSIAL PADA TIANG PANCANG

### 1. Tinjauan Terhadap Beban Arah x

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{max} = 0.60 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{min} = -0.60 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{ux} \times x_{min} / \Sigma x^2$$

Syarat :  $P_{umax} \leq \phi \times P_n$

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	P/n kN	$M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	712.5389	4.1428	178.135	1.726	179.861	176.409
Comb 2	908.787	4.846	227.197	2.019	229.216	225.178
Comb 3	1021.627	51.8783	255.407	21.616	277.023	233.791
Comb 4	612.6297	49.5003	153.157	20.625	173.783	132.532

### 2. Tinjauan Terhadap Beban Arah y

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{max} = 0.60 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{min} = -0.60 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2$$

Syarat :  $P_{umax} \leq \phi * P_n$

Kombinasi Beban	P kN	My kN.m	P/n kN	$M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma Y^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	712.5389	3.6284	178.135	1.512	179.647	176.623
Comb 2	908.787	5.2158	227.197	2.173	229.370	225.024
Comb 3	1021.627	60.023	255.407	25.010	280.416	230.397
Comb 4	612.6297	57.9403	153.157	24.142	177.299	129.016

## F. GAYA LATERAL PADA TIANG PANCANG

Gaya lateral arah x pada tiang,

$$h_{ux} = H_{ux} / n$$

Gaya lateral arah y pada tiang,

$$h_{uy} = H_{uy} / n$$

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Gaya lateral kombinasi dua arah,

$$H_{max} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

Kombinasi Beban	Hux kN	Huy kN	hux kN	huy kN	Hmax kN
Comb 1	1.2838	18.376	0.321	4.594	4.605
Comb 2	3.6389	19.9733	0.910	4.993	5.076
Comb 3	215.5157	149.5956	53.879	37.399	65.587
Comb 4	214.7788	139.0479	53.695	34.762	63.965

## G. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

### 1. Daya Dukung Ijin Aksial

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah x

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	179.861	<100% . Pijin =	390.00	Aman
Comb 2	125%	229.216	<125% . Pijin =	487.50	Aman
Comb 3	140%	277.023	<140% . Pijin =	546.00	Aman
Comb 4	150%	173.783	<150% . Pijin =	585.00	Aman

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah y

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	179.647	<100% . Pijin =	390.00	Aman
Comb 2	125%	229.370	<125% . Pijin =	487.50	Aman
Comb 3	140%	280.416	<140% . Pijin =	546.00	Aman
Comb 4	150%	177.299	<150% . Pijin =	585.00	Aman

### 2. Daya Dukung Ijin Lateral

Kombinasi Beban	Persen Hijin	Hmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Hijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	4.605	<100% . Hijin =	120.00	Aman
Comb 2	125%	5.076	<125% . Hijin =	150.00	Aman
Comb 3	140%	65.587	<140% . Hijin =	168.00	Aman
Comb 4	150%	63.965	<150% . Hijin =	180.00	Aman

**c. Perhitungan tahanan aksial izin dan tahanan lateral izin tiang *Spun pile***

**A. DATA TANAH**

DATA HASIL PENGUJIA			LABORATORIUM				SPT
No	Kedalaman		Jenis	Cu	$\gamma$	$\phi$	Nilai SPT N
	Z1 (m)	Z2 (m)	Tanah	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	( ... ° )	
1	0	2		0	27	15.7	0
2	2	4		120	32	18.1	20
3	4	6		285	30	14.5	48
4	6	8		310	27	15.7	52
5	8	10		335	25	11.2	56
6	10	12		347	32	18.1	58
7	12	14		300	31.75	18.4	50

**B. DATA BAHAN**

Jenis tiang pancang : Beton bertulang tampang lingkaran

Diameter Luar tiang pancang,

$$D = 0.35 \text{ m}$$

Diameter Dalam tiang pancang,

$$d = 0.22 \text{ m}$$

Panjang tiang pancang,

$$L = 10 \text{ m}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$

Berat beton bertulang,

$$w_c = 24 \text{ kN/m}^3$$

**C. TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN**

Luas penampang tiang pancang,

$$A = \pi \times 0.25 \times (D^2 - d^2) = 0.058198 \text{ m}^2$$

Berat tiang pancang,

$$W_p = A \times L \times w_c = 13.9675209 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 52000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal tiang pancang,

$$P_n = 0.30 \times f_c' \times A - W_p = 893.92134 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.6$$

Tahanan aksial tiang pancang,

$$\phi * P_n = 536.352804 \text{ kN}$$

**2. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (L. DECOURT)**

Menurut L. Decourt (1982) daya dukung ultimit tiang pancang dinyatakan dengan :

$$P_u = \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p + (\bar{N} / 3 + 1) \cdot A_s$$

$\bar{N}_p$  = rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang

K = koefisien tanah untuk metode L. Decourt (pada tabel 3)

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$\bar{N}$  = nilai rata-rata NSPT sepanjang tiang

$A_s$  = luas selimut tiang sepanjang tiang

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	N		
1	0	2	0	2.0	0.0
2	2	4	20	2.0	40.0
3	4	6	48	2.0	96.0
4	6	8	52	2.0	104.0
5	8	10	56	2.0	112.0
6	10	12	58	2.0	116.0
				<b>12.0</b>	<b>468.0</b>

rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang	$\check{N}_p = 58.00$
koefisien tanah untuk metode L. Decourt	$K = 245.17 \text{ kN/m}^2$
Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,	$\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 = 39.00$
Luas dasar tiang pancang,	$A = \pi \times 0.25 \times (D^2 - d^2) = 0.0582 \text{ m}^2$
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L = 10.9956 \text{ m}^2$
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n = 981.49 \text{ kN}$
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi = 0.60$
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n = 588.90 \text{ kN}$

### 3. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (MEYERHOFF)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s \quad (\text{kN})$$

dan harus  $\leq$   $P_n = 380 \times \check{N} \times A_b \quad (\text{kN})$

$N_b$  = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

$\check{N}$  = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$A_b$  = luas dasar tiang ( $\text{m}^2$ )

$A_s$  = luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ )

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0.00	2.00	0	2.0	0.0
2	2.00	4.00	20	2.0	40.0
3	4.00	6.00	48	2.0	96.0
4	6.00	8.00	52	2.0	104.0
5	8.00	10.00	56	2.0	112.0
6	10.00	12.00	58	2.0	116.0
				<b>12.0</b>	<b>468.0</b>

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,  $\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 = 39.00$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

	$N_b = 53.40$
Diameter tiang pancang,	$D = 0.35 \text{ m}$
Panjang tiang pancang,	$L = 10.00 \text{ m}$
Luas dasar tiang pancang,	$A = \pi \times 0.25 \times (D^2 - d^2) = 0.0582 \text{ m}^2$
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L = 10.9956 \text{ m}^2$
	$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s = 553.138334 \text{ kN}$
$P_n <$	$380 \times \check{N} \times A_b = 862.49 \text{ kN}$
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n = 553.14 \text{ kN}$
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi = 0.60$
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n = 331.88 \text{ kN}$

### 3. REKAP TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	536.35
2	Berdasarkan hasil uji SPT (L. Decourt)	588.90
3	Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff)	331.88
	Daya dukung aksial terkecil,	$\phi \times P_n = 331.88 \text{ kN}$
	Diambil tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n = 330.00 \text{ kN}$

## D. TAHANAN LATERAL TIANG PANCANG

### 1. BERDASARKAN DEFLEKSI TIANG MAKSIMUM (BROMS)

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan :

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ]$$

dengan,  $\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25}$

D = Diameter tiang pancang (m),	D =	0.35	m
L = panjang tiang pancang (m),	L =	10.00	m
$k_h$ = modulus subgrade horisontal (kN/m <sup>3</sup> ),	$k_h$ =	176400	kN/m <sup>3</sup>
$E_c$ = modulus elastis tiang (kN/m <sup>2</sup> ),	$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3 =$	33892182	kN/m <sup>2</sup>
$I_c$ = momen inersia penampang (m <sup>4</sup> ),	$I = \pi / 64 \times (D^4 - d^4) =$	0.000622	m <sup>4</sup>
e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),	e =	0.50	m
$y_o$ = defleksi tiang maksimum (m).	$y_o =$	0.010	m
b = koefisien defleksi tiang,	$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} =$	0.92516508	m
$\beta \times L =$	9.25	<b>&gt; 2.5 maka termasuk tiang panjang (OK)</b>	

Tahanan lateral nominal tiang pancang,

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ] = 228.14 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.60$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\rightarrow \phi \times H_n = 136.88 \text{ kN}$$

### 2. BERDASARKAN MOMEN MAKSIMUM (BROMS)

#### TIANG DIRENCANAKAN UJUNG BEBAS

Kuat lentur beton tiang pancang,	$f_b = 0.40 \times f'_c \times 10^3 =$	20800	kN/m <sup>2</sup>
Tahanan momen,	$W = I_c / (D/2) =$	0.10000	m <sup>3</sup>
Momen maksimum,	$M_y = f_b \times W =$	2080.00	kNm

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

No	Kedalaman		$L_1$ (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u \times L_1$
	$z_1$ (m)	$z_2$ (m)			
1	0	2	2.0	0.00	0.00
2	2	4	2.0	120.00	240.00
3	4	6	2.0	285.00	570.00
4	6	8	2.0	310.00	620.00
5	8	10	2.0	335.00	670.00
6	10	12	2.0	347.00	694.00
	$\Sigma L_1 =$		12.0	$\Sigma c_u \times L_1 =$	2794.00

Kohesi tanah rata-rata,  $\check{c}_u = \Sigma [ c_u \times L_1 ] / \Sigma L_1 = 232.833333 \text{ kN/m}^2$

$$f = H_n / [ 9 \times \check{c}_u \times D ] \quad \text{pers.(1)}$$

$$g = L - ( f + 1.5 \times D ) \quad \text{pers.(2)}$$

$$M_{\max} = H_n \times ( e + 1.5 \times D + 0.5 \times f ) \quad \text{pers.(3)}$$

$$M_{\max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u \times g^2 \quad \text{pers.(4)}$$

Dari pers.(1) :	$f = 0.00136347 \times H_n$
Dari pers.(2) :	$g = 9.48 - 0.001363 \times H_n$
	$g^2 = 0.000002 \times H_n^2 - 0.0258377 \times H_n + 89.78$
	$M_{\max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u = 183.356$
Dari pers.(3) :	$M_{\max} = H_n \times ( 1.025 + 0.00068 \times H_n )$

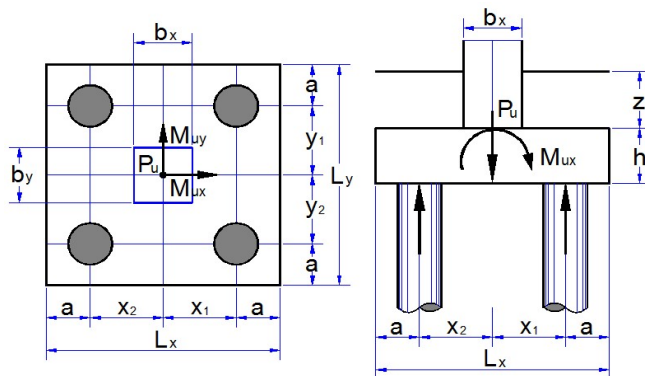
	$M_{max} = 0.00068 \times H_u^2 - 1.02500 \times H_n$	
Dari pers.(4) :	$M_y = 0.00034087 \times H_u^2 - 4.7375 \times H_n + 16460.922$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00034 \times H_u^2 - 5.7625 \times H_n - 16460.922$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n = 2489.851$	kN
	$f = 3.395$	m
	$M_{max} = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f) = 4226.308$	kNm
	$M_{max} > M_y \rightarrow$	<b>Termasuk tiang panjang (OK)</b>
Dari pers.(3) :	$M_y = H_n \times (1.025 - 0.00068 \times H_n)$	
	$2080.00 = 0.00068 \times H_n^2 - 1.02500 \times H_n$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00068 \times H_n^2 + 1.02500 \times H_n - 2080.00$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n = 1149.868$	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi = 0.60$	
Tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 689.92$	kN

### 3. REKAP TAHANAN LATERAL TIANG

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	136.88
2	Berdasarkan momen maksimum	689.92
	Tahanan lateral tiang terkecil,	$\phi \times H_n = 136.88$
	Diambil tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 135.00$

### PERHITUNGAN KEKUATAN FONDASI

DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	52 MPa
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ( $\varnothing > 12$ mm ),	$f_y =$	390 MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ( $\varnothing \leq 12$ mm ),	$f_y =$	240 MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24 kN/m <sup>3</sup>
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.50 m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.50 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.75 m
Tebal pilecap,	$h =$	0.50 m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	1.00 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s =$	40





DATA BEBAN FONDASI							
Gaya aksial max kolom akibat beban terfaktor,				$P_{uk} =$	1021.63	kN	
Momen max arah x akibat beban terfaktor.				$M_{ux} =$	51.88	kNm	
Momen min arah y akibat beban terfaktor.				$M_{uy} =$	60.02	kNm	
Gaya lateral max arah x akibat beban terfaktor,				$H_{ux} =$	124.05	kN	
Gaya lateral min arah y akibat beban terfaktor,				$H_{uy} =$	65.76	kN	
Tahanan aksial tiang pancang,				$\phi \times P_n =$	330.00	kN	
Tahanan lateral tiang pancang,				$\phi \times H_n =$	135.00	kN	
DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n x x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n x y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0.50	0.50	1	2	0.50	0.50
2	2	-0.50	0.50	2	2	-0.50	0.50
3							
4							
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1.00	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1.00
Lebar pilecap arah x,				$L_x =$	2.50	m	
Lebar pilecap arah y,				$L_y =$	2.50	m	

## E. GAYA AKSIAL PADA TIANG PANCANG

### 1. Tinjauan Terhadap Beban Arah x

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{ux} \times x_{min} / \Sigma x^2$$

Syarat :

$$P_{umax} \leq \phi \times P_n$$

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	P/n kN	$M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	712.5389	4.1428	178.135	2.071	180.206	176.063
Comb 2	908.787	4.846	227.197	2.423	229.620	224.774
Comb 3	1021.627	51.8783	255.407	25.939	281.346	229.468
Comb 4	612.6297	49.5003	153.157	24.750	177.908	128.407

### 2. Tinjauan Terhadap Beban Arah y

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2$$

Syarat :

$$P_{umax} \leq \phi \times P_n$$

Kombinasi Beban	P kN	My kN.m	P/n kN	$M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	712.5389	3.6284	178.135	1.814	179.949	176.321
Comb 2	908.787	5.2158	227.197	2.608	229.805	224.589
Comb 3	1021.627	60.023	255.407	30.012	285.418	225.395
Comb 4	612.6297	57.9403	153.157	28.970	182.128	124.187

## F. GAYA LATERAL PADA TIANG PANCANG

Gaya lateral arah x pada tiang,

$$h_{ux} = H_{ux} / n$$

Gaya lateral arah y pada tiang,

$$h_{uy} = H_{uy} / n$$

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Gaya lateral kombinasi dua arah,

$$H_{max} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

Kombinasi Beban	Hux kN	Huy kN	hux kN	huy kN	Hmax kN
Comb 1	60.4318	9.8109	15.108	2.453	15.306
Comb 2	86.8767	10.9539	21.719	2.738	21.891
Comb 3	124.0519	65.7603	31.013	16.440	35.101
Comb 4	89.364	60.1288	22.341	15.032	26.927

## G. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

### 1. Daya Dukung Ijin Aksial

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah x

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	180.206	<100% . Pijin =	330.00	Aman
Comb 2	125%	229.620	<125% . Pijin =	412.50	Aman
Comb 3	140%	281.346	<140% . Pijin =	462.00	Aman
Comb 4	150%	177.908	<150% . Pijin =	495.00	Aman

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah y

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	179.949	<100% . Pijin =	330.00	Aman
Comb 2	125%	229.805	<125% . Pijin =	412.50	Aman
Comb 3	140%	285.418	<140% . Pijin =	462.00	Aman
Comb 4	150%	182.128	<150% . Pijin =	495.00	Aman

### 2. Daya Dukung Ijin Lateral

Kombinasi Beban	Persen Hijin	Hmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Hijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	15.306	<100% . Hijin =	135.00	Aman
Comb 2	125%	21.891	<125% . Hijin =	168.75	Aman
Comb 3	140%	35.101	<140% . Hijin =	189.00	Aman
Comb 4	150%	26.927	<150% . Hijin =	202.50	Aman

## A.5. Perhitungann Manual Daya Dukung Tiang Kelompok Titik 2

### a. Daya dukung tiang kelompok *Bore pile* berdasarkan Efisiensi

jlmh	4.00	
m	2	
n	2	
s	1	19.290046
d	0.35	
$\Theta$	19.2900462	arctan d/s

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'}$$

$$E_g = 0.78566615$$

### Kapasitas Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi

Qa	92.2968506
n	4
Eg	0.78566615

$$Q_g = Q_a \times n \times E_g$$

$$Q_g = 290.06 \text{ ton} > 77.75 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

### b. Daya dukung tiang kelompok *Bore pile* berdasarkan Blok pondasi

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$D = 10 \text{ m}$$

$$B = 1.35 \text{ m}$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

$$C = 23.28333 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$cb = 30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$N_c = 9$$

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$Q_g = 1896.998 \text{ ton} > 77.75 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**c. Daya dukung tiang kelompok *Square pile***

jlmh	4.00
m	2
n	2
s	1.2
d	0.3
$\Theta$	14.03624347 arctan d/s

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'}$$

$$E_g = 0.844041739$$

**Kapasitas Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi**

Qa	107.112
n	4
Eg	0.844041739

$$Q_g = Q_a \times n \times E_g$$

$$Q_g = 361.628 \text{ ton} > 77.75 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**d. Daya dukung tiang kelompok *Square pile* berdasarkan Blok pondasi**

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$D = 10 \text{ m}$$

$$B = 1.5 \text{ m}$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$C = 23.2833 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{cb} = 30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$N_c = 9$$

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c \text{ BL}$$

$$Q_g = 2187 \text{ ton} > 77.75 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$$

**e. Daya dukung tiang kelompok *Spun pile***

jumlah	4.00
m	2
n	2
s	1
d	0.35
$\Theta$	19.290046 $\arctan d/s$

19.290046

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 \cdot m \cdot n'}$$

$E_g = 0.7856662$

**Kapasitas Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi**

Qa	67.921987
n	4
Eg	0.7856662

$Q_g = Q_a \times n \times E_g$

$Q_g = 213.46 \text{ ton} > 77.75 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$

**f. Daya dukung tiang kelompok *Spun pile* berdasarkan Blok pondasi**

$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c BL$

D = 10 m

B = 1.35 m

L = 1.35 m

C = 23.2833 (kN/m<sup>2</sup>)

cb = 30 (kN/m<sup>2</sup>)

Nc = 9

$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 \text{ cb } N_c BL$

$Q_g = 1897 \text{ ton} > 77.75 \text{ ton} \quad \mathbf{OK}$

### A.5. Perhitungann Manual Penurunan (*Settlement*) Titik 2

#### a. Perhitunga penurunan tiang *Bore pile* berdasarkan nilai Efisiensi

D	0.35 m	35 cm
L	10 m	1000 cm
Ap	0.096 m <sup>2</sup>	962.11 cm <sup>2</sup>
p	1.0996 m	109.96 cm
Mutu tiang	30 MPa	
Ep	25743.0 MPa	257430 kg/cm <sup>2</sup>
α	0.5	
Cp	0.04	
Es	200 kg/cm <sup>2</sup>	20000 ton/m <sup>2</sup>
μs	0.4	
Iws	3.8708	
Q	77.75 ton	77752 kg
Q per pile	4 buah	19438.02 kg
Qb	217.82 ton	217822.33 kg
Qs	12.92 ton	12919.80 kg
Eg	0.785666153	
n	4	
SF	2.5	

Tabel II.1 tergantung jenis tanahdi bagian bawah

Tabel II.3 tergantung jenis tanahdi bagian bawah

Tabel II.2 tergantung jenis tanahdi bagian bawah

Penurunan akibat deformasi axial tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p}$$

Qs                      4060.26 kg

Qp                      15377.76 kg

Ss                      0.070 cm

**0.70 mm**

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p}$$

qp                      71.15 kg/cm<sup>2</sup>

Sp                      5.28778E-06 cm

**5.28778E-05 mm**

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Qws                      5167.92 kg

Sps                      0.0267 cm

**0.2674 mm**

Nilai S total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = \mathbf{0.970 \text{ mm}}$$

**Penurunan Kelompok Tiang**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

S	0.9703 mm
B <sub>g</sub>	1350 mm
D	350 mm
S <sub>g</sub>	1.906 mm

**b. Perhitungan penurunan tiang *Square pile***

D	0.30 m	30 cm
L	10 m	1000 cm
Ap	0.090 m <sup>2</sup>	900.00 cm <sup>2</sup>
p	1.2000 m	120.00 cm
Mutu tiang	42 MPa	
Ep	30459.5 MPa	304594.81 kg/cm <sup>2</sup>
α	0.5	
Cp	0.04	
Es	200 kg/cm <sup>2</sup>	20000 ton/m <sup>2</sup>
μs	0.4	
Iws	4.0207	
Q	77.75 ton	77752 kg
Q per pile	4 buah	19438.02 kg
Qb	204.48 ton	204480.00 kg
Qs	63.30 ton	63300.00 kg
Eg	0.844041739	
n	4	
SF	2.5	

Tabel II.1 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.3 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.2 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Penurunan akibat deformasi axial tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p}$$

Qs	21371.14 kg
Qp	-1933.11 kg
Ss	0.032 cm
	<b>0.32 mm</b>

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p}$$

qp	76.71 kg/cm <sup>2</sup>
Sp	-5.2907E-05 cm
	<b>-0.00052907 mm</b>

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Qws	25320.00 kg
Sps	0.1069 cm
	<b>1.0690 mm</b>



Nilai S total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = \mathbf{1.388 \text{ mm}}$$

**Penurunan Kelompok Tiang**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

S	1.3877 mm
B <sub>g</sub>	1500 mm
D	300 mm
S <sub>g</sub>	3.103 mm

c. Perhitungan penurunan tiang *Spun pile*

D	0.35 m	35 cm
L	10 m	1000 cm
Ap	0.058 m <sup>2</sup>	581.98 cm <sup>2</sup>
p	1.0996 m	109.96 cm
Mutu tiang	52 MPa	
Ep	33892.2 MPa	338922 kg/cm <sup>2</sup>
α	0.5	
Cp	0.04	
Es	200 kg/cm <sup>2</sup>	20000 ton/m <sup>2</sup>
μs	0.4	
Iws	3.8708	
Q	77.75 ton	77752 kg
Q per pile	4 buah	19438.02 kg
Qb	131.76 ton	131760.28 kg
Qs	38.04 ton	38044.69 kg
Eg	0.785666153	
n	4	
SF	2.5	

Tabel II.1 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.3 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Tabel II.2 tergantung jenis tanah di bagian bawah

Penurunan akibat deformasi axial tiang :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s)L}{A_p \cdot E_p}$$

Qs	11956.17 kg	41407.84
Qp	7481.85 kg	
Ss	0.068 cm	
	<b>0.68 mm</b>	

Penurunan dari ujung tiang :

$$S_p = \frac{C_p \cdot q_p}{D \cdot Q_p}$$

qp	71.15 kg/cm <sup>2</sup>
Sp	1.08682E-05 cm
	<b>0.000108682 mm</b>

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang :

$$S_{ps} = \left[ \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right] \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Qws	15217.87 kg
Sps	0.0788 cm
	<b>0.7875 mm</b>

Nilai S total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = \mathbf{1.470 \text{ mm}}$$

**Penurunan Kelompok Tiang**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

S	1.4700 mm
B <sub>g</sub>	1350 mm
D	350 mm
S <sub>g</sub>	2.887 mm

**A.6. Perhitungann Manual Tahanan Aksial Izin dan Tahanan Lateral Izin Titik 2**

**a. Perhitungan tahanan aksial izin dan tahanan laterak izin Borepile**

**A. DATA TANAH**

DATA HASIL PENGUJIAN			LABORATORIUM				SPT
No	Kedalaman		Jenis Tanah	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	φ ( ... ° )	Nilai SPT N
	Z1 (m)	Z2 (m)					
1	0	2		0	27	15.7	0
2	2	4		120	32	18.1	20
3	4	6		285	30	14.5	48
4	6	8		310	27	15.7	52
5	8	10		335	25	11.2	56
6	10	12		347	32	18.1	58
7	12	14		300	31.75	18.4	50

**B. DATA BAHAN**

Jenis tiang pancang : Beton bertulang tampang lingkaran

Diameter tiang pancang,

Panjang tiang pancang,

Kuat tekan beton tiang pancang,

Berat beton bertulang,

D =	0.35	m
L =	10	m
fc' =	30	MPa
wc =	24	kN/m <sup>3</sup>

**C. TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN**

Luas penampang tiang pancang,

Berat tiang pancang,

Kuat tekan beton tiang pancang,

Kapasitas dukung nominal tiang pancang,

Faktor reduksi kekuatan,

Tahanan aksial tiang pancang,

$A = \pi \times 0.25 \times D^2 =$	0.09621128	m <sup>2</sup>
$Wp = A \times L \times wc =$	23.090706	kN
fc' =	30000	kPa
$Pn = 0.30 \times fc' \times A - Wp =$	842.810769	kN
φ =	0.6	
φ * Pn =	505.686461	kN

**2. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (L. DECOURT)**

Menurut L. Decourt (1982) daya dukung ultimit tiang pancang dinyatakan dengan :

$$Pu = \tilde{N}_p \cdot K \cdot Ap + (\tilde{N} / 3 + 1) \cdot As$$

$\tilde{N}_p$  = rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang

K = koefisien tanah untuk metode L. Decourt (pada tabel 3)

Ap = luas penampang dasar tiang

$\tilde{N}$  = nilai rata-rata NSPT sepanjang tiang

As = luas selimut tiang sepanjang tiang

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	N		
1	0	2	0	2.0	0.0
2	2	4	20	2.0	40.0
3	4	6	48	2.0	96.0
4	6	8	52	2.0	104.0
5	8	10	56	2.0	112.0
6	10	12	58	2.0	116.0
			<b>12.0</b>		<b>468.0</b>

rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang	$\tilde{N}_p =$	58.00
koefisien tanah untuk metode L. Decourt	$K =$	245.17 kN/m <sup>2</sup>
Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,	$\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$	39.00
Luas dasar tiang pancang,	$A_p = \pi \times 0.25 \times D^2 =$	0.0962 m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L =$	10.9956 m <sup>2</sup>
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	1522.03 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	913.22 kN

### 3. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (MEYERHOFF)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s \quad (\text{kN})$$

dan harus  $\leq$   $P_n = 380 \times \check{N} \times A_b \quad (\text{kN})$

$N_b$  = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

$\check{N}$  = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$A_b$  = luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0.00	2.00	0	2.0	0.0
2	2.00	4.00	20	2.0	40.0
3	4.00	6.00	48	2.0	96.0
4	6.00	8.00	52	2.0	104.0
5	8.00	10.00	56	2.0	112.0
6	10.00	12.00	58	2.0	116.0
			<b>12.0</b>		<b>468.0</b>

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,  $\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$  39.00

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

	$N_b =$	53.40
Diameter tiang pancang,	$D =$	0.35 m
Panjang tiang pancang,	$L =$	10.00 m
Luas dasar tiang pancang,	$A_b = \pi \times 0.25 \times D^2 =$	0.0962 m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L =$	10.9956 m <sup>2</sup>
	$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s =$	634.334681 kN
	$P_n < 380 \times \check{N} \times A_b =$	1425.85 kN
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	634.33 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	380.60 kN

### 3. REKAP TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	505.69
2	Berdasarkan hasil uji SPT (L. Decourt)	913.22
3	Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff)	380.60
	Daya dukung aksial terkecil,	$\phi \times P_n =$ 380.60 kN
	Diambil tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$ 380.00 kN

**D. TAHANAN LATERAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN DEFLEKSI TIANG MAKSIMUM (BROMS)**

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan :

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ]$$

dengan,  $\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25}$

D = Diameter tiang pancang (m),	D =	0.35	m
L = panjang tiang pancang (m),	L =	10.00	m
$k_h$ = modulus subgrade horisontal (kN/m <sup>3</sup> ),	$k_h$ =	176400	kN/m <sup>3</sup>
$E_c$ = modulus elastis tiang (kN/m <sup>2</sup> ),	$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3 =$	25742960	kN/m <sup>2</sup>
$I_c$ = momen inersia penampang (m <sup>4</sup> ),	$I_c = \pi / 64 \times D^4 =$	0.000737	m <sup>4</sup>
e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),	e =	0.50	m
$y_o$ = defleksi tiang maksimum (m).	$y_o =$	0.010	m
b = koefisien defleksi tiang,	$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} =$	0.94984233	m
$\beta \times L =$	9.50	<b>&gt; 2.5 maka termasuk tiang panjang (OK)</b>	

Tahanan lateral nominal tiang pancang,

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ] = 220.35 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.60$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\phi \times H_n = 132.21 \text{ kN}$$

**2. BERDASARKAN MOMEN MAKSIMUM (BROMS)**

**TIANG DIRENCANAKAN UJUNG BEBAS**

Kuat lentur beton tiang pancang,

$$f_b = 0.40 \times f'_c \times 10^3 = 12000 \text{ kN/m}^2$$

Tahanan momen,

$$W = I_c / ( D/2 ) = 0.10000 \text{ m}^3$$

Momen maksimum,

$$M_y = f_b \times W = 1200.00 \text{ kNm}$$

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

No	Kedalaman		$L_1$ (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u \times L_1$
	$z_1$ (m)	$z_2$ (m)			
1	0	2	2.0	0.00	0.00
2	2	4	2.0	120.00	240.00
3	4	6	2.0	285.00	570.00
4	6	8	2.0	310.00	620.00
5	8	10	2.0	335.00	670.00
6	10	12	2.0	347.00	694.00
$\Sigma L_1 =$			12.0	$\Sigma c_u \times L_1 =$	2794.00

Kohesi tanah rata-rata,

$$\check{c}_u = \Sigma [ c_u \times L_1 ] / \Sigma L_1 = 232.833333 \text{ kN/m}^2$$

$$f = H_n / [ 9 \times \check{c}_u \times D ] \text{ pers.(1)}$$

$$g = L - ( f + 1.5 \times D ) \text{ pers.(2)}$$

$$M_{max} = H_n \times ( e + 1.5 \times D + 0.5 \times f ) \text{ pers.(3)}$$

$$M_{max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u \times g^2 \text{ pers.(4)}$$

Dari pers.(1) :	$f = 0.00136347 \times H_n$
Dari pers.(2) :	$g = 9.48 - 0.001363 \times H_n$
	$g^2 = 0.000002 \times H_n^2 - 0.0258377 \times H_n + 89.78$
	$M_{max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u = 183.356$
Dari pers.(3) :	$M_{max} = H_n \times ( 1.025 - 0.00068 \times H_n )$

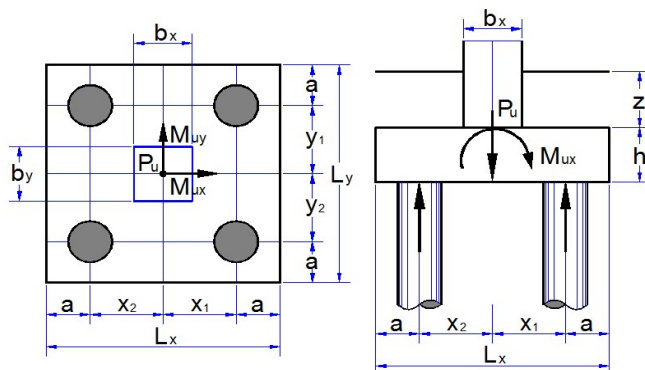
	$M_{max} = 0.00068 \times H_u^2 - 1.02500 \times H_n$	
Dari pers.(4) :	$M_y = 0.00034087 \times H_u^2 - 4.7375 \times H_n + 16460.922$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00034 \times H_u^2 - 5.7625 \times H_n - 16460.922$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n = 2489.851$	kN
	$f = 3.395$	m
	$M_{max} = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f) = 4226.308$	kNm
	$M_{max} > M_y \rightarrow$	<b>Termasuk tiang panjang (OK)</b>
Dari pers.(3) :	$M_y = H_n \times (1.025 - 0.00068 \times H_n)$	
	$1200.00 = 0.00068 \times H_n^2 - 1.02500 \times H_n$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00068 \times H_n^2 + 1.02500 \times H_n - 1200.00$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n = 773.154$	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi = 0.60$	
Tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 463.89$	kN

### 3. REKAP TAHANAN LATERAL TIANG

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	132.21
2	Berdasarkan momen maksimum	463.89
	Tahanan lateral tiang terkecil,	$\phi \times H_n = 132.21$
	Diambil tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 130.00$

### PERHITUNGAN KEKUATAN FONDASI

DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	30 MPa
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ( $\varnothing > 12$ mm ),	$f_y =$	390 MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ( $\varnothing \leq 12$ mm ),	$f_y =$	240 MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24 kN/m <sup>3</sup>
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.50 m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.50 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.75 m
Tebal pilecap,	$h =$	0.50 m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	1.00 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s =$	40



DATA BEBAN FONDASI							
Gaya aksial max kolom akibat beban terfaktor,				$P_{uk} =$	777.52	kN	
Momen max arah x akibat beban terfaktor.				$M_{ux} =$	53.11	kNm	
Momen min arah y akibat beban terfaktor.				$M_{uy} =$	49.21	kNm	
Gaya lateral max arah x akibat beban terfaktor,				$H_{ux} =$	104.86	kN	
Gaya lateral min arah y akibat beban terfaktor,				$H_{uy} =$	52.31	kN	
Tahanan aksial tiang pancang,				$\phi \times P_n =$	380.00	kN	
Tahanan lateral tiang pancang,				$\phi \times H_n =$	130.00	kN	
DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	$n \times x^2$ ( $m^2$ )	No.	Jumlah n	y (m)	$n \times y^2$ ( $m^2$ )
1	2	0.50	0.50	1	2	0.50	0.50
2	2	-0.50	0.50	2	2	-0.50	0.50
3							
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1.00	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1.00
Lebar pilecap arah x,						$L_x =$	2.50 m
Lebar pilecap arah y,						$L_y =$	2.50 m

## E. GAYA AKSIAL PADA TIANG PANCANG

### 1. Tinjauan Terhadap Beban Arah x

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{ux} \times x_{min} / \Sigma x^2$$

Syarat :  $P_{umax} \leq \phi \times P_n$

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	P/n kN	$M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	618.8737	4.1042	154.718	2.052	156.771	152.666
Comb 2	777.5209	4.8296	194.380	2.415	196.795	191.965
Comb 3	773.9168	53.108	193.479	26.554	220.033	166.925
Comb 4	418.6833	50.7522	104.671	25.376	130.047	79.295

### 2. Tinjauan Terhadap Beban Arah y

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$P_{umax} = P_u / n + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$P_{umin} = P_u / n - M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2$$

Syarat :  $P_{umax} \leq \phi * P_n$

Kombinasi Beban	P kN	My kN.m	P/n kN	$M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma Y^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	618.8737	4.3939	154.718	2.197	156.915	152.521
Comb 2	777.5209	6.293	194.380	3.147	197.527	191.234
Comb 3	773.9168	46.6913	193.479	23.346	216.825	170.134
Comb 4	418.6833	49.2134	104.671	24.607	129.278	80.064



## F. GAYA LATERAL PADA TIANG PANCANG

Gaya lateral arah x pada tiang,

$$h_{ux} = H_{ux} / n$$

Gaya lateral arah y pada tiang,

$$h_{uy} = H_{uy} / n$$

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Gaya lateral kombinasi dua arah,

$$H_{max} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

Kombinasi Beban	Hux kN	Huy kN	hux kN	huy kN	Hmax kN
Comb 1	73.2217	9.1803	18.305	2.295	18.449
Comb 2	104.8632	10.6914	26.216	2.673	26.352
Comb 3	63.5414	47.0413	15.885	11.760	19.765
Comb 4	21.5121	52.3107	5.378	13.078	14.140

## G. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

### 1. Daya Dukung Ijin Aksial

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah x

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	156.771	<100% . Pijin =	380.00	Aman
Comb 2	125%	196.795	<125% . Pijin =	475.00	Aman
Comb 3	140%	220.033	<140% . Pijin =	532.00	Aman
Comb 4	150%	130.047	<150% . Pijin =	570.00	Aman

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah y

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	156.915	<100% . Pijin =	380.00	Aman
Comb 2	125%	197.527	<125% . Pijin =	475.00	Aman
Comb 3	140%	216.825	<140% . Pijin =	532.00	Aman
Comb 4	150%	129.278	<150% . Pijin =	570.00	Aman

### 2. Daya Dukung Ijin Lateral

Kombinasi Beban	Persen Hijin	Hmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Hijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	18.449	<100% . Hijin =	130.00	Aman
Comb 2	125%	26.352	<125% . Hijin =	162.50	Aman
Comb 3	140%	19.765	<140% . Hijin =	182.00	Aman
Comb 4	150%	14.140	<150% . Hijin =	195.00	Aman

**b. Perhitungan tahanan aksial izin dan tahanan lateral izin *Squarepile***

**A. DATA TANAH**

No	Kedalaman		LABORATORIUM				SPT
	Z1 (m)	Z2 (m)	Jenis Tanah	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	φ ( ... ° )	Nilai SPT N
	1	0	2		0	27	15.7
2	2	4		120	32	18.1	20
3	4	6		285	30	14.5	48
4	6	8		310	27	15.7	52
5	8	10		335	25	11.2	56
6	10	12		347	32	18.1	58
7	12	14		300	31.75	18.4	50

**B. DATA BAHAN**

Jenis tiang pancang : Beton bertulang tampang lingkaran

Diameter tiang pancang,

Panjang tiang pancang,

Kuat tekan beton tiang pancang,

Berat beton bertulang,

D =	0.3	m
L =	10	m
fc' =	42	MPa
wc =	24	kN/m <sup>3</sup>

**C. TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN**

Luas penampang tiang pancang,

Berat tiang pancang,

Kuat tekan beton tiang pancang,

Kapasitas dukung nominal tiang pancang,

Faktor reduksi kekuatan,

Tahanan aksial tiang pancang,

A = D <sup>2</sup> =	0.09	m <sup>2</sup>
Wp = A x L x wc =	21.6	kN
fc' =	42000	kPa
Pn = 0.30 x fc' x A - Wp =	1112.4	kN
φ =	0.6	
φ * Pn =	667.44	kN

**2. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (L. DECOURT)**

Menurut L. Decourt (1982) daya dukung ultimit tiang pancang dinyatakan dengan :

$$P_u = \tilde{N}_p \cdot K \cdot A_p + (\tilde{N} / 3 + 1) \cdot A_s$$

$\tilde{N}_p$  = rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang

K = koefisien tanah untuk metode L. Decourt (pada tabel 3)

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$\tilde{N}$  = nilai rata-rata NSPT sepanjang tiang

$A_s$  = luas selimut tiang sepanjang tiang

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	N		
1	0	2	0	2.0	0.0
2	2	4	20	2.0	40.0
3	4	6	48	2.0	96.0
4	6	8	52	2.0	104.0
5	8	10	56	2.0	112.0
6	10	12	58	2.0	116.0
			<b>12.0</b>		<b>468.0</b>

rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang	$\check{N}_p =$	58.00
koefisien tanah untuk metode L. Decourt	$K =$	245.17 kN/m <sup>2</sup>
Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,	$\check{N} = \Sigma L_1 x N / \Sigma L_1 =$	39.00
Luas dasar tiang pancang,	$A_p = D^2 =$	0.0900 m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = 4 x D x L =$	12.0000 m <sup>2</sup>
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	1447.77 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi x P_n =$	868.66 kN

### 3. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (MEYERHOFF)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 x N_b x A_b + \check{N} x A_s \quad (\text{kN})$$

dan harus  $\leq$   $P_n = 380 x \check{N} x A_b \quad (\text{kN})$

$N_b$  = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

$\check{N}$  = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$A_b$  = luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0.00	2.00	0	2.0	0.0
2	2.00	4.00	20	2.0	40.0
3	4.00	6.00	48	2.0	96.0
4	6.00	8.00	52	2.0	104.0
5	8.00	10.00	56	2.0	112.0
6	10.00	12.00	58	2.0	116.0
				<b>12.0</b>	<b>468.0</b>

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,  $\check{N} = \Sigma L_1 x N / \Sigma L_1 =$  39.00

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

	$N_b =$	53.40
Diameter tiang pancang,	$D =$	0.30 m
Panjang tiang pancang,	$L =$	10.00 m
Luas dasar tiang pancang,	$A_b = D^2 =$	0.0900 m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = 4 x D x L =$	12.0000 m <sup>2</sup>
	$P_n = 40 x N_b x A_b + \check{N} x A_s =$	660.24 kN
	$P_n < 380 x \check{N} x A_b =$	1333.80 kN
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	660.24 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi x P_n =$	396.14 kN

### 3. REKAP TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi x P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	667.44
2	Berdasarkan hasil uji SPT (L. Decourt)	868.66
3	Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff)	396.14
	Daya dukung aksial terkecil,	$\phi x P_n =$ 396.14 kN
	Diambil tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi x P_n =$ 390.00 kN

**D. TAHANAN LATERAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN DEFLEKSI TIANG MAKSIMUM (BROMS)**

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan :

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ]$$

dengan,  $\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25}$

D = Diameter tiang pancang (m),	D =	0.30	m
L = panjang tiang pancang (m),	L =	10.00	m
$k_h$ = modulus subgrade horisontal (kN/m <sup>3</sup> ),	$k_h$ =	176400	kN/m <sup>3</sup>
$E_c$ = modulus elastis tiang (kN/m <sup>2</sup> ),	$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3 =$	30459481	kN/m <sup>2</sup>
$I_c$ = momen inersia penampang (m <sup>4</sup> ),	$I_c = 1/12 \times D^4 =$	0.000675	m <sup>4</sup>
e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),	e =	0.50	m
$y_o$ = defleksi tiang maksimum (m).	$y_o =$	0.010	m
b = koefisien defleksi tiang,	$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} =$	0.89563982	m
$\beta \times L = 8.96 > 2.5$ maka termasuk tiang panjang (OK)			

Tahanan lateral nominal tiang pancang,

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ] = 204.05 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.60$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\rightarrow \phi \times H_n = 122.43 \text{ kN}$$

**2. BERDASARKAN MOMEN MAKSIMUM (BROMS)**

**TIANG DIRENCANAKAN UJUNG BEBAS**

Kuat lentur beton tiang pancang,  $f_b = 0.40 \times f'_c \times 10^3 = 16800 \text{ kN/m}^2$

Tahanan momen,  $W = I_c / (D/2) = 0.10000 \text{ m}^3$

Momen maksimum,  $M_y = f_b \times W = 1680.00 \text{ kNm}$

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

No	Kedalaman		$L_1$ (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u \times L_1$
	$z_1$ (m)	$z_2$ (m)			
1	0	2	2.0	0.00	0.00
2	2	4	2.0	120.00	240.00
3	4	6	2.0	285.00	570.00
4	6	8	2.0	310.00	620.00
5	8	10	2.0	335.00	670.00
6	10	12	2.0	347.00	694.00
$\Sigma L_1 =$			12.0	$\Sigma c_u \times L_1 =$	2794.00

Kohesi tanah rata-rata,  $\check{c}_u = \Sigma [ c_u \times L_1 ] / \Sigma L_1 = 232.833333 \text{ kN/m}^2$

$f = H_n / [ 9 \times \check{c}_u \times D ]$  pers.(1)

$g = L - ( f + 1.5 \times D )$  pers.(2)

$M_{max} = H_n \times ( e + 1.5 \times D + 0.5 \times f )$  pers.(3)

$M_{max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u \times g^2$  pers.(4)

Dari pers.(1) :	$f = 0.00159071 \times H_n$
Dari pers.(2) :	$g = 9.55 - 0.001591 \times H_n$
	$g^2 = 0.000003 \times H_n^2 - 0.0303826 \times H_n + 91.20$
	$M_{max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u = 157.163$
Dari pers.(3) :	$M_{max} = H_n \times ( 0.950 + 0.00080 \times H_n )$
	$M_{max} = 0.00080 \times H_n^2 + 0.95000 \times H_n$

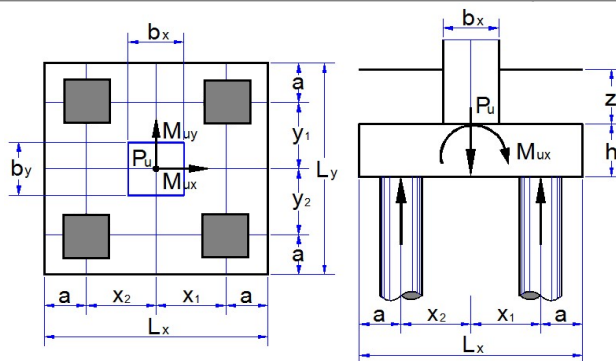
Dari pers.(4) :	$M_y = 0.00039768 \times H_u^2 - 4.7750 \times H_n$	14333.613
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00040 \times H_u^2 + 5.7250 \times H_n - 14333.613$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n =$	2175.064 kN
	$f =$	3.460 m
	$M_{max} = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f) =$	3762.747 kNm
	$M_{max} > M_y \rightarrow$	<b>Termasuk tiang panjang (OK)</b>
Dari pers.(3) :	$M_y = H_n \times (0.950 - 0.00080 \times H_n)$	
	$1680.00 = 0.00080 \times H_n^2 + 0.95000 \times H_n - 1680.00$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00080 \times H_n^2 + 0.95000 \times H_n - 1680.00$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n =$	974.066 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n =$	584.44 kN

### 3. REKAP TAHANAN LATERAL TIANG

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	122.43
2	Berdasarkan momen maksimum	584.44
	Tahanan lateral tiang terkecil,	$\phi \times H_n = 122.43$ kN
	Diambil tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 120.00$ kN

### PERHITUNGAN KEKUATAN FONDASI

DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	42 MPa
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ( $\varnothing > 12$ mm ),	$f_y =$	390 MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ( $\varnothing \leq 12$ mm ),	$f_y =$	240 MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24 kN/m <sup>3</sup>
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.50 m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.50 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.75 m
Tebal pilecap,	$h =$	0.50 m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	1.00 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s =$	20



DATA BEBAN FONDASI							
Gaya aksial max kolom akibat beban terfaktor,				$P_{uk} =$	777.52	kN	
Momen max arah x akibat beban terfaktor.				$M_{ux} =$	53.11	kNm	
Momen min arah y akibat beban terfaktor.				$M_{uy} =$	49.21	kNm	
Gaya lateral max arah x akibat beban terfaktor,				$H_{ux} =$	104.86	kN	
Gaya lateral min arah y akibat beban terfaktor,				$H_{uy} =$	52.31	kN	
Tahanan aksial tiang pancang,				$\phi \times P_n =$	390.00	kN	
Tahanan lateral tiang pancang,				$\phi \times H_n =$	120.00	kN	
DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n x x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n x y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0.60	0.72	1	2	0.60	0.72
2	2	-0.60	0.72	2	2	-0.60	0.72
3							
4							
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1.44	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1.44
Lebar pilecap arah x,				$L_x =$	2.70	m	
Lebar pilecap arah y,				$L_y =$	2.70	m	

## E. GAYA AKSIAL PADA TIANG PANCANG

### 1. Tinjauan Terhadap Beban Arah x

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{max} = 0.60 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{min} = -0.60 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$p_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$$

$$p_{umin} = P_u / n - M_{ux} \times x_{min} / \Sigma x^2$$

Syarat :  $p_{umax} \leq \phi \times P_n$

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	P/n kN	$M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	618.8737	4.1042	154.718	1.710	156.429	153.008
Comb 2	777.5209	4.8296	194.380	2.012	196.393	192.368
Comb 3	773.9168	53.108	193.479	22.128	215.608	171.351
Comb 4	418.6833	50.7522	104.671	21.147	125.818	83.524

### 2. Tinjauan Terhadap Beban Arah y

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{max} = 0.60 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{min} = -0.60 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$p_{umax} = P_u / n + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$p_{umin} = P_u / n - M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2$$

Syarat :  $p_{umax} \leq \phi \times P_n$

Kombinasi Beban	P kN	My kN.m	P/n kN	$M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma Y^2$ kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	618.8737	4.3939	154.718	1.831	156.549	152.888
Comb 2	777.5209	6.293	194.380	2.622	197.002	191.758
Comb 3	773.9168	46.6913	193.479	19.455	212.934	174.024
Comb 4	418.6833	49.2134	104.671	20.506	125.176	84.165

## F. GAYA LATERAL PADA TIANG PANCANG

Gaya lateral arah x pada tiang,

$$h_{ux} = H_{ux} / n$$

Gaya lateral arah y pada tiang,

$$h_{uy} = H_{uy} / n$$

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Gaya lateral kombinasi dua arah,

$$H_{max} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

Kombinasi Beban	Hux kN	Huy kN	hux kN	huy kN	Hmax kN
Comb 1	73.2217	9.1803	18.305	2.295	18.449
Comb 2	104.8632	10.6914	26.216	2.673	26.352
Comb 3	63.5414	47.0413	15.885	11.760	19.765
Comb 4	21.5121	52.3107	5.378	13.078	14.140

## G. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

### 1. Daya Dukung Ijin Aksial

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah x

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	156.429	<100% . Pijin =	390.00	Aman
Comb 2	125%	196.393	<125% . Pijin =	487.50	Aman
Comb 3	140%	215.608	<140% . Pijin =	546.00	Aman
Comb 4	150%	125.818	<150% . Pijin =	585.00	Aman

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah y

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	156.549	<100% . Pijin =	390.00	Aman
Comb 2	125%	197.002	<125% . Pijin =	487.50	Aman
Comb 3	140%	212.934	<140% . Pijin =	546.00	Aman
Comb 4	150%	125.176	<150% . Pijin =	585.00	Aman

### 2. Daya Dukung Ijin Lateral

Kombinasi Beban	Persen Hijin	Hmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Hijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	18.449	<100% . Hijin =	120.00	Aman
Comb 2	125%	26.352	<125% . Hijin =	150.00	Aman
Comb 3	140%	19.765	<140% . Hijin =	168.00	Aman
Comb 4	150%	14.140	<150% . Hijin =	180.00	Aman

**c. Perhitungan tahanan aksial izin dan tahanan laterak izin *Spunpile***

**A. DATA TANAH**

No	DATA HASIL PENGUJIA		LABORATORIUM				SPT
	Kedalaman		Jenis	Cu	$\gamma$	$\phi$	Nilai SPT N
	Z1 (m)	Z2 (m)	Tanah	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	( ... ° )	
1	0	2		0	27	15.7	0
2	2	4		120	32	18.1	20
3	4	6		285	30	14.5	48
4	6	8		310	27	15.7	52
5	8	10		335	25	11.2	56
6	10	12		347	32	18.1	58
7	12	14		300	31.75	18.4	50

**B. DATA BAHAN**

Jenis tiang pancang : Beton bertulang tampang lingkaran

Diameter luar tiang pancang,

$$D = 0.35 \text{ m}$$

Diameter dalam tiang pancang,

$$d = 0.22 \text{ m}$$

Panjang tiang pancang,

$$L = 10 \text{ m}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$

Berat beton bertulang,

$$w_c = 24 \text{ kN/m}^3$$

**C. TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG**

**1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN**

Luas penampang tiang pancang,

$$A = \pi \times 0.25 \times (D^2 - d^2) = 0.058198 \text{ m}^2$$

Berat tiang pancang,

$$W_p = A \times L \times w_c = 13.9675209 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton tiang pancang,

$$f_c' = 52000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal tiang pancang,

$$P_n = 0.30 \times f_c' \times A - W_p = 893.92134 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.6$$

Tahanan aksial tiang pancang,

$$\phi * P_n = 536.352804 \text{ kN}$$

**2. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (L. DECOURT)**

Menurut L. Decourt (1982) daya dukung ultimit tiang pancang dinyatakan dengan :

$$P_u = \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p + (\bar{N} / 3 + 1) \cdot A_s$$

$\bar{N}_p$  = rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang

K = koefisien tanah untuk metode L. Decourt (pada tabel 3)

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$\bar{N}$  = nilai rata-rata NSPT sepanjang tiang

$A_s$  = luas selimut tiang sepanjang tiang

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	N		
1	0	2	0	2.0	0.0
2	2	4	20	2.0	40.0
3	4	6	48	2.0	96.0
4	6	8	52	2.0	104.0
5	8	10	56	2.0	112.0
6	10	12	58	2.0	116.0
			<b>12.0</b>		<b>468.0</b>



rata-rata ketiga nilai NSPT pada ujung tiang	$\check{N}_p =$	58.00	
koefisien tanah untuk metode L. Decourt	$K =$	245.17	kN/m <sup>2</sup>
Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,	$\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 =$	39.00	
Luas dasar tiang pancang,	$A = \pi \times 0.25 \times (D^2 - d^2) =$	0.0582	m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L =$	10.9956	m <sup>2</sup>
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	981.49	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60	
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	588.90	kN

### 3. BERDASARKAN HASIL UJI SPT (MEYERHOFF)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s \quad (\text{kN})$$

dan harus  $\leq$   $P_n = 380 \times \check{N} \times A_b \quad (\text{kN})$

$N_b$  = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

$\check{N}$  = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$A_b$  = luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb.

No	Kedalaman		Nilai SPT N	Li	L <sub>1</sub> * N
	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)			
1	0.00	2.00	0	2.0	0.0
2	2.00	4.00	20	2.0	40.0
3	4.00	6.00	48	2.0	96.0
4	6.00	8.00	52	2.0	104.0
5	8.00	10.00	56	2.0	112.0
6	10.00	12.00	58	2.0	116.0
				<b>12.0</b>	<b>468.0</b>

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,  $\check{N} = \Sigma L_1 \times N / \Sigma L_1 = 39.00$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

	$N_b =$	53.40	
Diameter tiang pancang,	$D =$	0.35	m
Panjang tiang pancang,	$L =$	10.00	m
Luas dasar tiang pancang,	$A = \pi \times 0.25 \times (D^2 - d^2) =$	0.0582	m <sup>2</sup>
Luas selimut tiang pancang,	$A_s = \pi \times D \times L =$	10.9956	m <sup>2</sup>
	$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \check{N} \times A_s =$	553.138334	kN
	$P_n < 380 \times \check{N} \times A_b =$	862.49	kN
Kapasitas nominal tiang pancang,	$P_n =$	553.14	kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60	
Tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n =$	331.88	kN

### 3. REKAP TAHANAN AKSIAL TIANG PANCANG

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	536.35
2	Berdasarkan hasil uji SPT (L. Decourt)	588.90
3	Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff)	331.88
	Daya dukung aksial terkecil,	$\phi \times P_n = 331.88$ kN
	Diambil tahanan aksial tiang pancang,	$\rightarrow \phi \times P_n = 330.00$ kN

## D. TAHANAN LATERAL TIANG PANCANG

### 1. BERDASARKAN DEFLEKSI TIANG MAKSIMUM (BROMS)

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan :

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ]$$

dengan,  $\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25}$

D = Diameter tiang pancang (m),	D =	0.35	m
L = panjang tiang pancang (m),	L =	10.00	m
$k_h$ = modulus subgrade horisontal (kN/m <sup>3</sup> ),	$k_h$ =	176400	kN/m <sup>3</sup>
$E_c$ = modulus elastis tiang (kN/m <sup>2</sup> ),	$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3 =$	33892182	kN/m <sup>2</sup>
$I_c$ = momen inersia penampang (m <sup>4</sup> ),	$I_c = \pi / 64 \times (D^4 - d^4) =$	0.000622	m <sup>4</sup>
e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),	e =	0.50	m
$y_o$ = defleksi tiang maksimum (m).	$y_o =$	0.010	m
b = koefisien defleksi tiang,	$\beta = [ k_h \times D / ( 4 \times E_c \times I_c ) ]^{0.25} =$	0.92516508	m

$\beta \times L = 9.25 > 2.5$  maka termasuk tiang panjang (OK)

Tahanan lateral nominal tiang pancang,

$$H = y_o \times k_h \times D / [ 2 \times \beta \times ( e \times \beta + 1 ) ] = 228.14 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan,

$$\phi = 0.60$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\phi \times H_n = 136.88 \text{ kN}$$

### 2. BERDASARKAN MOMEN MAKSIMUM (BROMS)

#### TIANG DIRENCANAKAN UJUNG BEBAS

Kuat lentur beton tiang pancang,  $f_b = 0.40 \times f'_c \times 10^3 = 20800 \text{ kN/m}^2$

Tahanan momen,  $W = I_c / (D/2) = 0.10000 \text{ m}^3$

Momen maksimum,  $M_y = f_b \times W = 2080.00 \text{ kNm}$

Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

No	Kedalaman		$L_1$ (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u \times L_1$
	$z_1$ (m)	$z_2$ (m)			
1	0	2	2.0	0.00	0.00
2	2	4	2.0	120.00	240.00
3	4	6	2.0	285.00	570.00
4	6	8	2.0	310.00	620.00
5	8	10	2.0	335.00	670.00
6	10	12	2.0	347.00	694.00
$\Sigma L_1 =$			12.0	$\Sigma c_u \times L_1 =$	2794.00

Kohesi tanah rata-rata,  $\check{c}_u = \Sigma [ c_u \times L_1 ] / \Sigma L_1 = 232.833333 \text{ kN/m}^2$

$f = H_n / [ 9 \times \check{c}_u \times D ]$  pers.(1)

$g = L - ( f + 1.5 \times D )$  pers.(2)

$M_{max} = H_n \times ( e + 1.5 \times D + 0.5 \times f )$  pers.(3)

$M_{max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u \times g^2$  pers.(4)

Dari pers.(1) :	$f = 0.00136347 \times H_n$
Dari pers.(2) :	$g = 9.48 - 0.001363 \times H_n$
	$g^2 = 0.000002 \times H_n^2 - 0.0258377 \times H_n + 89.78$
	$M_{max} = 9 / 4 \times D \times \check{c}_u = 183.356$
Dari pers.(3) :	$M_{max} = H_n \times ( 1.025 + 0.00068 \times H_n )$
	$M_{max} = 0.00068 \times H_n^2 + 1.02500 \times H_n$

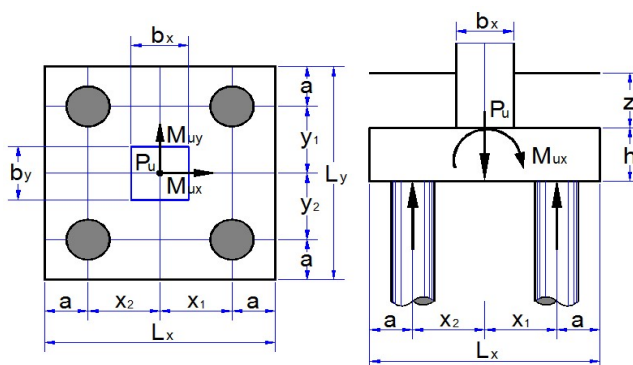
Dari pers.(4) :	$M_y = 0.00034087 \times H_u^2 - 4.7375 \times H_n$	16460.922
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00034 \times H_u^2 + 5.7625 \times H_n - 16460.922$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n =$	2489.851 kN
	$f =$	3.395 m
	$M_{max} = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f) =$	4226.308 kNm
	$M_{max} > M_y \rightarrow$	<b>Termasuk tiang panjang (OK)</b>
Dari pers.(3) :	$M_y = H_n \times (1.025 - 0.00068 \times H_n)$	
	$2080.00 = 0.00068 \times H_n^2 - 1.02500 \times H_n$	
Pers.kuadrat :	$0 = 0.00068 \times H_n^2 + 1.02500 \times H_n - 2080.00$	
Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal,	$H_n =$	1149.868 kN
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.60
Tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n =$	689.92 kN

### 3. REKAP TAHANAN LATERAL TIANG

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	136.88
2	Berdasarkan momen maksimum	689.92
	Tahanan lateral tiang terkecil,	$\phi \times H_n = 136.88$ kN
	Diambil tahanan lateral tiang pancang,	$\phi \times H_n = 135.00$ kN

### PERHITUNGAN KEKUATAN FONDASI

DATA BAHAN PILECAP		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	52 MPa
Kuat leleh baja tulangan <i>deform</i> ( $\varnothing > 12$ mm ),	$f_y =$	390 MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ( $\varnothing \leq 12$ mm ),	$f_y =$	240 MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24 kN/m <sup>3</sup>
DATA DIMENSI FONDASI		
Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.50 m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.50 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.75 m
Tebal pilecap,	$h =$	0.50 m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	1.00 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s =$	20



DATA BEBAN FONDASI							
Gaya aksial max kolom akibat beban terfaktor,				$P_{uk} =$	777.52	kN	
Momen max arah x akibat beban terfaktor.				$M_{ux} =$	53.11	kNm	
Momen min arah y akibat beban terfaktor.				$M_{uy} =$	49.21	kNm	
Gaya lateral max arah x akibat beban terfaktor,				$H_{ux} =$	104.86	kN	
Gaya lateral min arah y akibat beban terfaktor,				$H_{uy} =$	52.31	kN	
Tahanan aksial tiang pancang,				$\phi \times P_n =$	330.00	kN	
Tahanan lateral tiang pancang,				$\phi \times H_n =$	135.00	kN	
DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n x x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n x y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0.50	0.50	1	2	0.50	0.50
2	2	-0.50	0.50	2	2	-0.50	0.50
3							
4							
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1.00	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1.00
Lebar pilecap arah x,				$L_x =$	2.50	m	
Lebar pilecap arah y,				$L_y =$	2.50	m	

## E. GAYA AKSIAL PADA TIANG PANCANG

### 1. Tinjauan Terhadap Beban Arah x

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$x_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$p_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times x_{max} / \Sigma x^2$$

$$p_{umin} = P_u / n - M_{ux} \times x_{min} / \Sigma x^2$$

Syarat :

$$p_{umax} \leq \phi \times P_n$$

Kombinasi Beban	P kN	Mx kN.m	P/n kN	Mux* xmax / Σx <sup>2</sup> kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	618.8737	4.1042	154.718	2.052	156.771	152.666
Comb 2	777.5209	4.8296	194.380	2.415	196.795	191.965
Comb 3	773.9168	53.108	193.479	26.554	220.033	166.925
Comb 4	418.6833	50.7522	104.671	25.376	130.047	79.295

### 2. Tinjauan Terhadap Beban Arah y

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Lengan maksimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Lengan minimum tiang pancang arah x thd. pusat,

$$y_{min} = -0.50 \text{ m}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$p_{umax} = P_u / n + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$p_{umin} = P_u / n - M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2$$

Syarat :

$$p_{umax} \leq \phi \times P_n$$

Kombinasi Beban	P kN	My kN.m	P/n kN	Muy* Ymax / ΣY <sup>2</sup> kN	Pmax kN	Pmin kN
Comb 1	618.8737	4.3939	154.718	2.197	156.915	152.521
Comb 2	777.5209	6.293	194.380	3.147	197.527	191.234
Comb 3	773.9168	46.6913	193.479	23.346	216.825	170.134
Comb 4	418.6833	49.2134	104.671	24.607	129.278	80.064

## F. GAYA LATERAL PADA TIANG PANCANG

Gaya lateral arah x pada tiang,

$$h_{ux} = H_{ux} / n$$

Gaya lateral arah y pada tiang,

$$h_{uy} = H_{uy} / n$$

Jumlah Tiang

$$n = 4.00$$

Gaya lateral kombinasi dua arah,

$$H_{max} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

Kombinasi Beban	Hux kN	Huy kN	hux kN	huy kN	Hmax kN
Comb 1	73.2217	9.1803	18.305	2.295	18.449
Comb 2	104.8632	10.6914	26.216	2.673	26.352
Comb 3	63.5414	47.0413	15.885	11.760	19.765
Comb 4	21.5121	52.3107	5.378	13.078	14.140

## G. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

### 1. Daya Dukung Ijin Aksial

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah x

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	156.771	<100% . Pijin =	330.00	Aman
Comb 2	125%	196.795	<125% . Pijin =	412.50	Aman
Comb 3	140%	220.033	<140% . Pijin =	462.00	Aman
Comb 4	150%	130.047	<150% . Pijin =	495.00	Aman

> Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah y

Kombinasi Beban	Persen Pijin	Pmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	156.915	<100% . Pijin =	330.00	Aman
Comb 2	125%	197.527	<125% . Pijin =	412.50	Aman
Comb 3	140%	216.825	<140% . Pijin =	462.00	Aman
Comb 4	150%	129.278	<150% . Pijin =	495.00	Aman

### 2. Daya Dukung Ijin Lateral

Kombinasi Beban	Persen Hijin	Hmax kN	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Hijin kN	Keterangan
Comb 1	100%	18.449	<100% . Hijin =	135.00	Aman
Comb 2	125%	26.352	<125% . Hijin =	168.75	Aman
Comb 3	140%	19.765	<140% . Hijin =	189.00	Aman
Comb 4	150%	14.140	<150% . Hijin =	202.50	Aman

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama lengkap : Ekky Setia Fani  
Tempat tanggal lahir : Tanjung Jati, 14 Oktober 1998  
Jenis kelamin : Perempuan  
Alamat : Jl. Coklat Gang. Ampera PTPN II Tanjung Jati  
Agama : Islam  
Nama Ayah : Samingin  
Nama Ibu : Anggita Soksen  
No. HP : 081370749551  
Email : ekkysetiafani5@gmail.com

### PENDIDIKAN

1. SD Negeri 020252 Binjai 2004 - 2010
2. SMP Negeri 1 Binjai 2010 - 2013
3. SMA Negeri 1 Binjai 2013 - 2016
4. Politeknik Negeri Medan 2016 - 2019
5. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara 2020 - 2022